

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

# memoire 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+11+Sous sol) à usage d'habitation et bureaux  
contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

**Présenté par :**

M<sup>elle</sup> Hamchaoui Naima  
M<sup>elle</sup> Amirat Zahoua

**Encadré par :**

M<sup>er</sup> Oudni .N

**MEMBRE DU JURY :**

- M<sup>me</sup> Sfaksi
- M<sup>me</sup> Gittafi

**Promotion 2015-2016**

# remerciement

Tout d'abord, nous remercions *ALLAH* le tout puissant pour son aide et pour nous avoir donné la force et la patience afin d'arriver à terminé ce travail.

Nous remercions nos deux familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études tout au long de notre parcours.

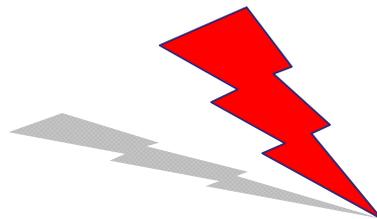
Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur monsieur Oudni.N.

Nous tenons également à remercier Ramdan pour tout le soutien qu'il nous a apporté.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Nous remercions aussi toutes les personnes qui nous ont aidés de prêt ou de loin a la réalisation de notre projet.

Nous sincères remerciements vont également à toutes les personnes de la bibliothèque centrale pour leur aide.



Zahoua @ Naima.

# Dédicace :

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

Exceptionnellement à une personne très spéciale et très chère à mon cœur ; c'est toi *yemma*.

A mon très cher amour *Billal*.

A mes frères :(Madani, Nordine) et leurs femmes :(Karima, Fouzia) sans oubliée leurs enfants que j'adore de tous mon cœur (Anis, Rayane, Inas).

A ma belle famille : mon bon père Zahir, ma belle mère Louisa et toute la famille sans exception.

A mon cousin A.Belkacem qui ma aidé pendant cette année.

A toutes mes ami(es) : Fatiha, Lila, Zahoua.

A tout les personnes de club scientifique génie civil.

A ma binôme Naima et toute sa famille sortous tata Lila.

*Zahoua  
yalalal*

# Dédicace :

*Je dédie ce modeste travail du fond du cœur à tout les personne je j'aime :*

- ❁ A mes très chères parents qui m'ont soutenue et guidé et qui ont toujours crue en moi et à mes capacités, je les remercie pour leurs sacrifices afin de venir se que je suis.*
- ❁ A ma chère tante tata Lila et son mari pour leurs soutiens et encouragements je te remercie tata pour toute les bons moments que tu ma offrir.*
- ❁ A ma chère petite et adorable sœur sylvia.*
- ❁ A mes frères: Yanis qui a été la toujours pour moi.  
Et a mes chères Zakari et Walid.*
- ❁ Une spéciale dédicace pour un amis qui ma aidé et dirigé toute au long de ce projet avec sa gentillesse et sa compréhensibilité c'est pour toi Remdane.*
- ❁ A une amie très chère à mon cœur : Hanane*
- ❁ A ma binôme Zahoua qui n'a pas cessé et m'encourager tout le temps et sans oublier son fiancé Billal et aussi pour sa respectueuse famille.*
- ❁ A tous mes amies de la bibliothèque et de club scientifique de génie civil.*
- ❁ A tous ma promotion de Génie Civil 2016/2017.*

naima

Construire était et reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tout les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment d'habitation avec bureaux (R+11+sous sol) implanté à Bejaia qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (IIa).

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.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

1-présentation de l'ouvrage

2-pré dimensionnement des éléments.

3-étude des éléments secondaires

4-étude dynamique (analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 200).

5-étude des éléments structuraux

6-étude de l'infrastructure

## 1.1. Introduction

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures 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.

## 1.2. Présentation de projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé de 13 niveaux (RDC+11 étage et un sous sol) a usage d'habitation et bureaux contreventé par un système mixte (portique-voile).

Ce projet est implanté au village Smina commune de Bejaia a la réalisation d'une promotion immobilière, d'après le document technique réglementaire DTR BC 2\_48 des règlements parasismiques Algériennes 99 version 2003 la commune de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa), d'où il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure.

La liaison entre les niveaux est assurée par un escalier en béton arme et un ascenseur.

## 1.3. Donnée géotechniques du site

Le site est situé sur un terrain présentant une topographie irrégulière avec des talus importants.

Le sous-sol du site est constitué par des remblais, argiles marneuses, marnes à marno-calcaires.

Les essais concernant la parcelle réservée a notre ouvrage in situ et en laboratoire se résumé comme suite :

- Deux(02) sondages carottés de 12 et 10m de profondeur.
- Quatre(04) essais au pénétromètre dynamique lourd du type Borro.

A la lumière de ces essais on a :

- Les analyses granulométriques indiquent un sol fin.
- Ces sols présentent des densités humides moyennes a élevées.

Les caractéristiques géométriques à prendre sont :

- ✓ La contrainte du sol est  $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5$  bars.
- ✓ Le poids spécifique de terre  $\gamma = 1,8$  t / m<sup>3</sup>.
- ✓ L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 10^\circ$  a  $25^\circ$ .
- ✓ La cohésion C = 0,2 a 0,6 bars.

Les sols du site sont constitués par des argiles limoneuses caillouteuses à des argiles marneuses beiges en surface et des marnes schisteuses à marno-calcaire en profondeur, selon RPA 1999 version 2003 il peut être classé dans la catégorie S2 (sol ferme).

## 1.4. Caractéristiques géométrique de la structure

- Largeur en plan est : 18,40m
- Longueur en plan est : 24,3m
- Hauteur du RDC est : 4,08m
- Hauteur du sous sol est : 4,08m
- Hauteur étage courant est : 3.06 m
- Hauteur totale est : 44,88m

## 1.5. Caractéristique structurales

### 1.5.1. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

### 1.5.2. La maçonnerie

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

Les murs extérieurs : sont réalisés en briques creuses a doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm épaisseur) séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### 1.5.3. La terrasse :

On a deux types de terrasse inaccessibles qui vont servir de couverture pour la cage d'escalier ainsi que le dernier niveau d'étage courant, et accessible.

### 1.5.4. L'acrotère :

Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse.

### 1.5.5. Enduit et revêtement :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage et plinthe.
- Mortier pour les façades.

## **1.5.6. Les balcons :**

Sont réalisées en dalle pleine.

## **1.5.7. Les escaliers :**

Sont réalisés en béton armé, coulé sur place et constitué de volé et palier de repo.

## **1.5.8. L'ascenseur :**

Est un élément mécanique, qui sert à faire monter et descendre les usagers du bâtiment sans utiliser les escaliers. C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi deux ascenseurs d'un seul type.

## **1.5.9. Fondations :**

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

## **1.6. Les charge :**

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble .les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

## **1.7. Définition de l'état limite :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

### **1.7.1. Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

### 1.7.2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

## 1.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### 1.8.1. Le béton :

Le béton choisi est de classe **C25/30**, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

➤ **Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93)**

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est :

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

➤ **Résistance caractéristique à la traction**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{t28} = 2.1MPa$ .

➤ **Module de déformation longitudinale du béton**

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

$$E_{vj} = (1/3).E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

- Pour :  $f_{c28} = 25MPa$  on a : 
$$\begin{cases} E_{i28} = 32164,20MPa \\ E_{v28} = 10818,86MPa \end{cases}$$

➤ **Contrainte limite à l'ELU :**

La contrainte en compression est donnée par :  $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$  **BAEL91(Art. A.4.3.4)**

Avec :

$\theta$  dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T)} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de  $f_{c28}$ , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ( $q = 1$ ). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

#### ➤ **Contrainte limite à l'ELS :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

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

## I.6.2. L'acier

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des FeE400 caractérisés par :

- Limite élastique :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte admissible :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;
- Coefficient de fissuration :  $\eta = 1.6$  ;
- Coefficient de sécurité :  $\gamma_s = 1.15$  ;
- Module d'élasticité :  $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$ .

## 1.9. Combinaison de calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U.R** » sont :

- ✓ Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

- ✓ Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = 0,8 G \pm E.$$

- ✓ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P4 = G + Q.$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

## 1.10. Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien) ;
- ❖ CBA93. (Code du Béton Armé);
- ❖ DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation);
- ❖ BAEL91/version99. (Béton Armé aux Etats Limites);
- ❖ DTR BC2.33.2. (Règles de calcul des fondations superficielles) ;

## 2.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul " des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **CBA** et le **RPA 99/ version 2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

## 2.2. Les planchers

### 2.2.1. Plancher a corps creux (étage courant)

#### 2.2.1.1. La disposition des poutrelles

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- ✓ Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche ;
- ✓ Le critère de continuité (le maximum d'appuis) pour soulager les travées.

Pour notre projet la disposition est effectuée comme indiqué sur la figure suivante :

- De Sous sols et RCD

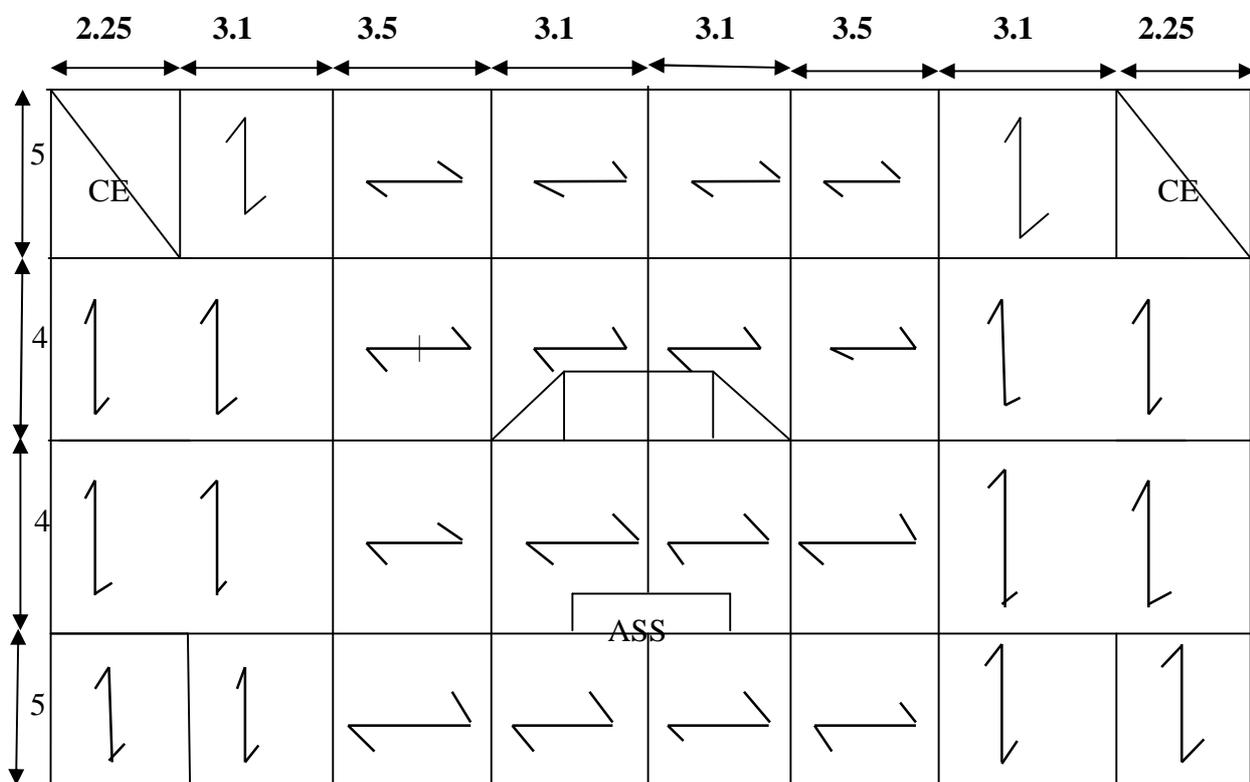
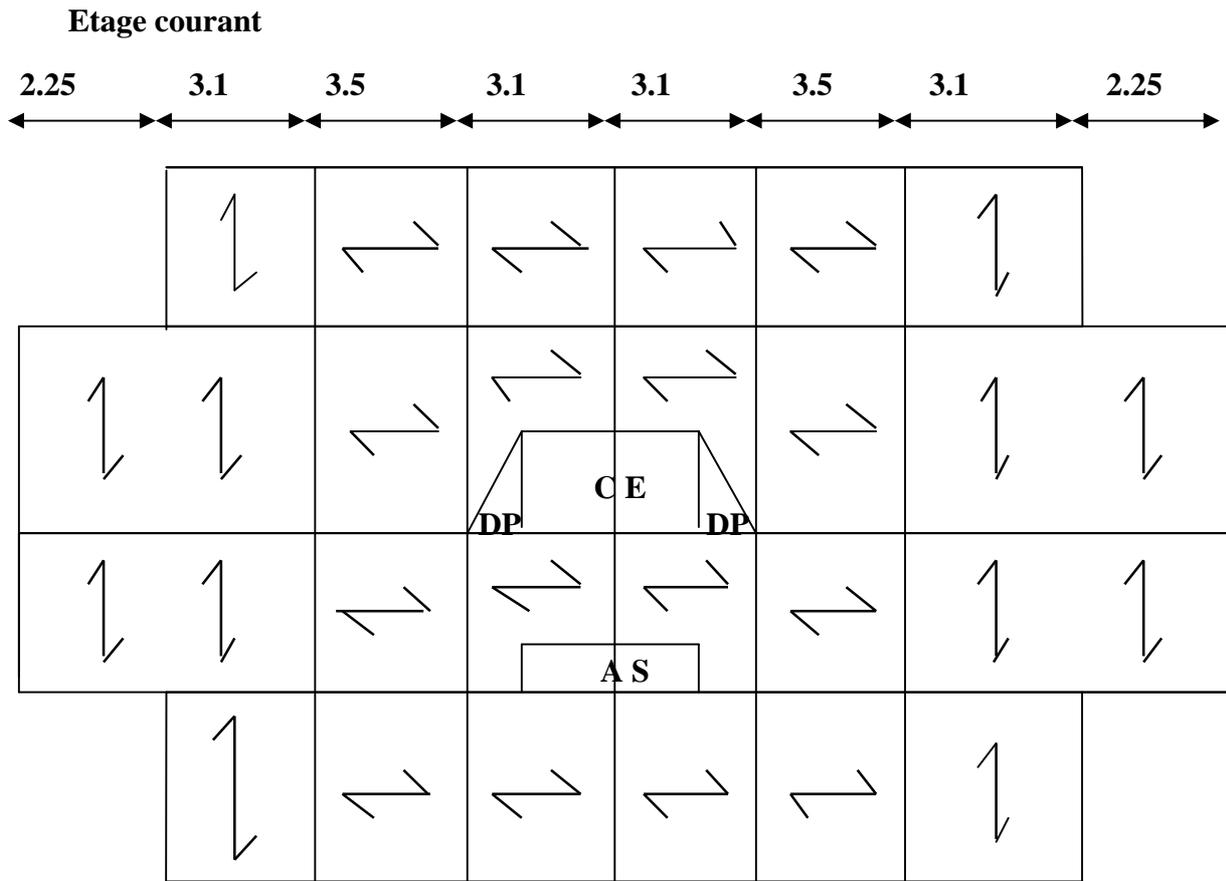


Figure 2.1.vue en plan de la disposition des poutrelles de sous sol et RCD



**Figure 2.2.**vue en plan de la disposition des poutrelles d'étage courant.

Les planchers de notre structure sont à corps creux composés d'une dalle de compression associée à des poutrelles et qui seront disposées selon la plus petite portée.

Selon les règles de CBA93 la hauteur ( $h_t$ ) d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{(CBA 93 .Art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} L_{max} : \text{la portée maximale entre nu d'appuis des poutres principales} \\ h_t : \text{la hauteur du plancher} \end{array} \right.$

$$L_{max} = 535 - 30 = 505 \text{ cm donc } h_t \geq \frac{505}{22.5} = 22.44 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 24 \text{ cm}$  :  $\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{array} \right.$

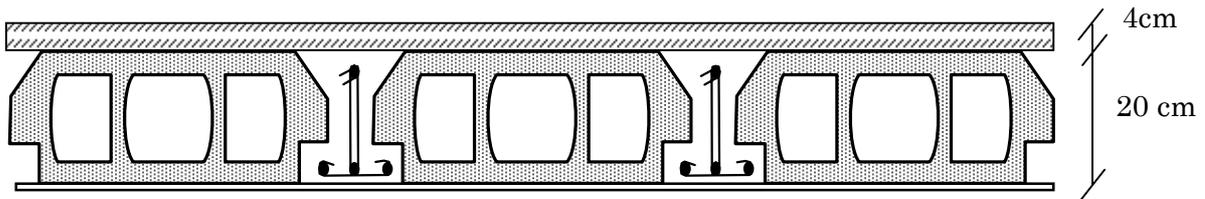


Figure 2.3. Plancher à corps creux

### 2.2.1.2. Dimensionnement des poutrelles

- Détermination de la table de compression

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

Avec :

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t$  La largeur de la nervure.

Soit  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$  : La distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y = 310 - 30 = 280 \text{ cm}$  : la travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$b \leq \left[2 \cdot \left(\min\left(\frac{53}{2}, \frac{280}{10}\right)\right)\right] + 12$$

$$b \leq 65 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 65 \text{ cm}$

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres sur plusieurs appuis.

## 2.3. Les poutres

### 2.3.1. Poutre principale

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

-  $h$  : hauteur de la poutre

-  $L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales

$$L_{\max} = 535 - 40 = 495 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 49.5 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

- **Vérfications**

Selon les recommandations du RPA 99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

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

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \mathbf{h / b = 45 / 30 = 1,5 < 4} \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

### 2.3.2. Les poutres secondaires

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

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

$L_{\max}$  : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{\max} = 500 - 40 = 460 \text{ cm} \quad \Rightarrow \frac{460}{15} \text{ cm} \leq h \leq \frac{460}{10} \text{ cm}$$

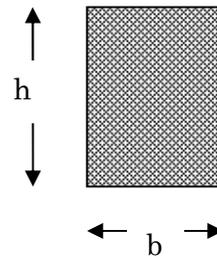
$$33.66 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

On opte pour :  $(h \times b) = (45 \times 30)$

### Vérifications :

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

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



Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Figure 2.4. Coupe transversale d'une poutre

Soit :  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

$$h / b = 45 / 30 = 1,5 < 4$$

## 2.4. Les dalles pleines :

### 2.4.1. Définition

Une dalle pleine est un ouvrage porteur horizontal en béton armé, généralement de forme rectangulaire, d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions (les portées  $L_x$  et  $L_y$ ). On désigne par  $L_x$  la plus petite des portées.

### 2.4.2. Le pré dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée selon les conditions d'utilisations, de vérification à la résistance et la condition de la flèche.

#### a) Critère de résistance :

- ✓ Dalle reposant sur un seul appui ou deux appuis parallèles :

$$e \geq \frac{l_x}{20}$$

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis perpendiculaires ou trois ou quatre appuis avec

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4 :$$

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

✓ Dalle reposant sur deux appuis perpendiculaires ou trois ou quatre appuis avec

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0,4 :$$

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$$

### b) Résistance au feu :

- ✓  $e \geq 7$  cm pour une heure de coupe-feu.
- ✓  $e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.
- ✓  $e \geq 14$  cm pour quatre heures de coupe-feu.

✓ **c) Isolation thermique :**

$$e \geq 13 \text{ cm}$$

### 2.4.3. Pour les escaliers (palier de repos)

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow e \geq \frac{160}{20} = 8 \text{ cm}$$

Donc on opte pour **e = 12 cm**

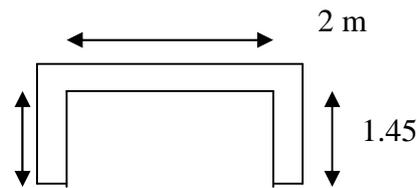
✚ **Pour les balcons :**

❖ **Type 1 (repose sur 3 appuis) :**

$$L_x = 1,45 \text{ m}$$

$$L_y = 2 \text{ m} \Rightarrow \rho = 0,72 > 0,4 \text{ donc : } \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

On opte pour **e = 15 cm**

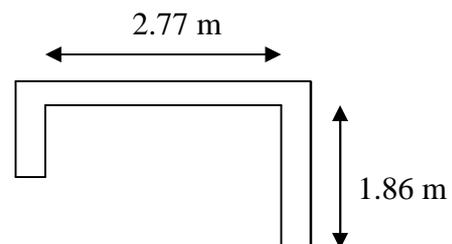


❖ **Type 2 :( repose sur 3 appuis)**

$$L_x = 1.86 \text{ m}$$

$$L_y = 2.77 \text{ m} \Rightarrow \rho = 0,67 > 0,4 \text{ donc : } \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

On opte pour **e = 15 cm**

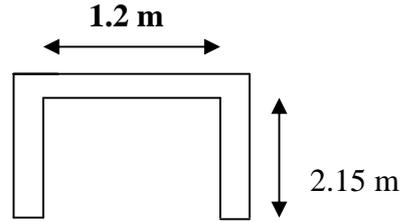


❖ **Type 3 :(repose sur 3 appuis)**

$L_x = 1,2 \text{ m}$

$L_y = 2,15 \text{ m} \Rightarrow \rho = 0,56 > 0,4$  donc :  $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

On opte pour  $e = 15 \text{ cm}$



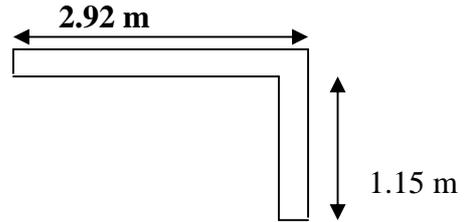
❖ *Type 4 (repose sur 2 appuis) :*

$L_x = 1,15 \text{ m}$

$L_y = 2,92 \text{ m} \Rightarrow \rho = 0,39 < 0,4$  donc :  $\frac{l_x}{20} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

On opte pour  $e = 15 \text{ cm}$

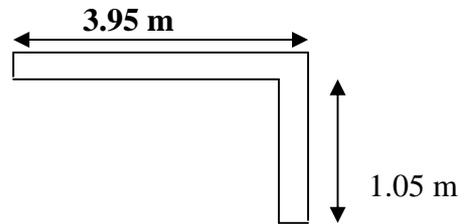
*Type 5 (repose sur 2 appuis) :*



$L_x = 1,05 \text{ m}$

$L_y = 3,95 \text{ m} \Rightarrow \rho = 0,29 < 0,4$  donc :  $\frac{l_x}{20} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

On opte pour  $e = 15 \text{ cm}$



## 2.5. Les voiles

### 2.5.1. Définition

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales.

Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

### 2.5.2. Pré-dimensionnement

Les voiles sont des éléments de contreventement. Pour une structure contreventée par voiles, toutes les charges et surcharges sont reprises par ces derniers. Le pré dimensionnement est conduit comme stipule le RPA99.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq h_e/20 \text{ pour les voiles simple} \\ e \geq 15\text{cm} \end{array} \right.$$

$h_e$ : hauteur libre d'étage.

$e$  : épaisseur du voile

Dans notre cas on a les types suivants :

✓ RDC :  $h_e = 408 \text{ cm}$ .

✓ Autre niveaux :  $h_e = 306$  cm.

$$e \geq (408 - 0.24)/20 \Rightarrow e \geq 19.2 \text{ cm}$$

$$e \geq (306 - 0.24)/20 \Rightarrow e \geq 14.1 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :  **$e = 20$ cm**

➤ **Longueur minimale :**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e \quad \text{D'où} \quad L_{\min} \geq 80 \text{ Cm}$$

Soit :  **$L_{\min} = 80$  Cm.**

## 2.6. L'ascenseur

### 2.6.1. Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+11+sous sols) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur : (Annexe IV)

- $L$  : Longueur de l'ascenseur
- $l$  : Largeur de l'ascenseur.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145kN
- $D_m$  : Charge due à l'ascenseur = 51 KN
- $P_m$  : Charge due à la salle des machines = 15 KN
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V = 1.6$  m/s.

### 2.6.2. Pré dimensionnement

$$L_x = 1.4 \text{ m}$$

$$L_y = 2 \text{ m} \Rightarrow s = 2.8 \text{ m}^2$$

$$e \geq \frac{lx}{20} = 7 \text{ cm}$$

On opte pour  $e=12 \text{ cm}$

### 2.6.3. Evaluation des charges et surcharges

- poids de la dalle en béton armé

$$G1 = 25 \times 0.1 = 3 \text{ kN/m}^2$$

- poids de revêtement en béton

$$G2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ kN/m}^2$$

- poids de la machine

$$G3 = \frac{Fc}{s} = \frac{145}{2.8} = 51.78 \text{ kN/m}^2$$

- Poids total

$$Gt = G1 + G2 + G3 = 56.03 \text{ kN/m}^2$$

La surcharge d'exploitation est estimée à  $Q=1 \text{ kN/m}^2$

## 2.7. Les escaliers

### 2.7.1. Définition

L'escalier est un ouvrage permettant de monter ou de descendre, constitué d'une succession de marches et d'un ou plusieurs paliers de repos.

- ✓ **La marche** : est la partie horizontale, la ou l'on marche.
- ✓ **La contremarche** : est la partie verticale contre la marche.
- ✓ **L'emmarchement** : est la longueur utilisée de chaque marche.
- ✓ **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont ce dernier est trace à

0.5m de la ligne de jour.

- ✓ **La paillasse** : supporte les marches et les contremarches.

$\alpha$  : est l'angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

- ✓ **La volée** : est l'ensemble de marche de palier.

Dans notre projet, on a se type d'escalier :

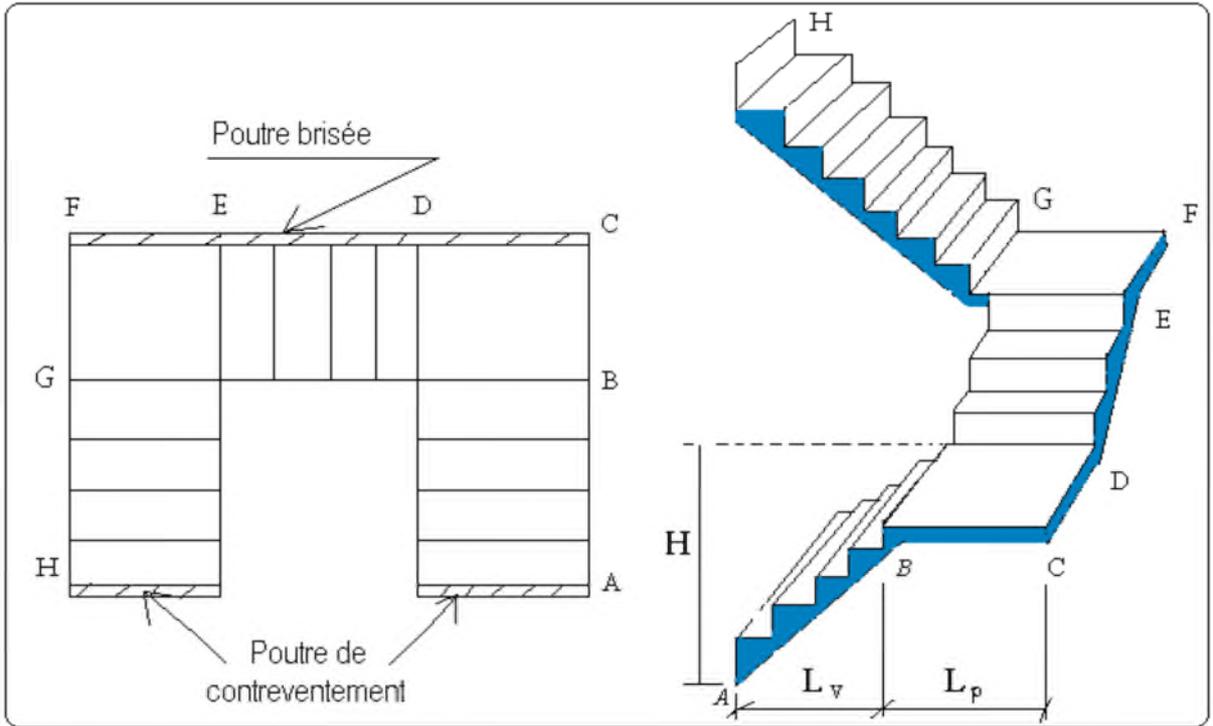


Figure 2.5. Schéma de l'escalier

2.7.2. Dimensionnement

- La hauteur "h" des contremarches se situe entre 14 et 18cm.
- La largeur de la marche "g" se situe entre 25 et 32cm.

La formule empirique de blondel qui lie (g , h) est :

$$2h+g=m \text{ Avec } 60 \leq m \leq 64 \text{cm} \dots\dots\dots(*)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyenne, Avec

$$\begin{cases} h= H/n \\ g =L/ (n-1) \end{cases}$$

Avec :

**n** : est le nombre de contre marches ; et (**n - 1**) le nombre de marche.

**H** : la hauteur de la volée.

**L** : la longueur projetée de la volée.

2.7.2.1. Escalier a trois volées :

➤ 1<sup>er</sup> et 3<sup>eme</sup> Volée :

- Calcul du nombre de marches et de contre marches

On a:  $L=1.8m$ ,  $H=1.19m$

$$2h+g=m$$

D'après l'équation (\*), on trouve les résultats suivants :

$$0,65n^2 - (0,64+2 \times 1.19+1.80) n + 1.19 \times 2 = 0$$

D'où  $n = 7$

- **Calcul du giron( $g$ ) et la hauteur d'une contre marche ( $h$ )**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{180}{6} = 30cm \Rightarrow g = 30cm$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{119}{7} = 17cm \Rightarrow h = 17cm$$

- **Epaisseur de la paille :**

L'épaisseur de la paille est donnée par les deux conditions suivantes:

$$- L/30 \leq e \leq L/20$$

-  $e \geq 11 \text{ cm}$  ..... pour deux heures de coupe-feu.

$$\begin{cases} Lv = \sqrt{(L+H)} = 2.16 \text{ m} \\ L = Lp + Lv = 1.50 + 2.16 = 3.66 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } 7.2 \leq e \leq 10.8 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 10cm$

- **. Poids de la paille**

$$\alpha = \tan^{-1}(H/L) = \tan^{-1}(1.19/1.80)$$

$$\alpha = 33.5^\circ$$

$$G = \gamma b \times e / \cos \alpha = 3.6 \text{ KN}$$

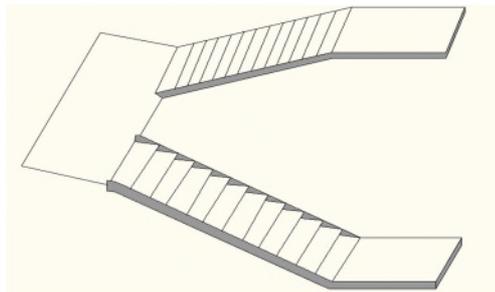
$$G = 3.6 \text{ KN}$$

On résume le résultat dans le tableau suivant :

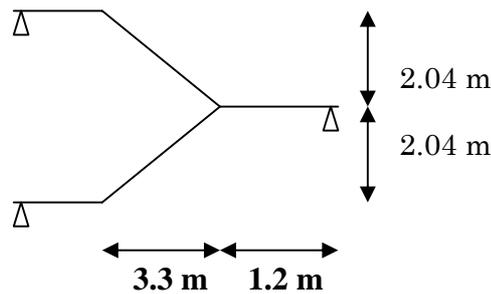
**Tableau 2.1.** Récapitulatif du pré dimensionnement des escaliers

Les volées	L(m)	H(m)	N	h (cm)	g (cm)	$\alpha$ (°)	Lv(m)	e (cm)	G(KN)
1 <sup>er</sup> et 3 <sup>eme</sup>	1.8	1.19	7	17	30	33.5	2.16	12	3.6
2 <sup>eme</sup>	0.9	0.68	4	17	30	37	1.13	12	3.6

### 2.7.1.2. Escalier a deux volées



**Figure 2.6.** Escalier à deux volées



**Figure 2.7.** Schéma statique

- **Calcul du nombre de marches et de contre marches**

On a :  $L_0 = 330\text{Cm}$  ;  $H = 204\text{ Cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 * 204 + 330)n + 2 * 204 = 0$$

$$64n^2 - 804n + 408 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 12$ .

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 11$ .

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

$$g = \frac{L_0}{n - 1} \Rightarrow g = \frac{330}{11} = 30\text{Cm} \Rightarrow g = 30\text{Cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{204}{12} = 17\text{Cm} \Rightarrow h = 17\text{Cm}$$

- Inclinaison de la pailleasse :  $t_g \alpha = \frac{2.04}{3.3} \Rightarrow \alpha = 31,72^\circ$
- Epaisseur de la pailleasse

L'épaisseur de la pailleasse est donnée par les deux conditions suivantes:

- $L/30 \leq e \leq L/20$
- $e \geq 11 \text{ cm}$  ..... pour deux heures de coupe-feu.

$$\begin{cases} Lv = \sqrt{(L+H)} = 2.31 \text{ m} \\ L = Lp + Lv = 2.3 + 2.31 = 4.61 \text{ m} \end{cases}$$

Donc :  $15.36 \leq e \leq 23.05 \text{ cm}$

- $e \geq 11 \text{ cm}$  ..... pour deux heures de coupe-feu.

On prend :  $e = 18 \text{ cm}$

### 2.8. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone 2a:

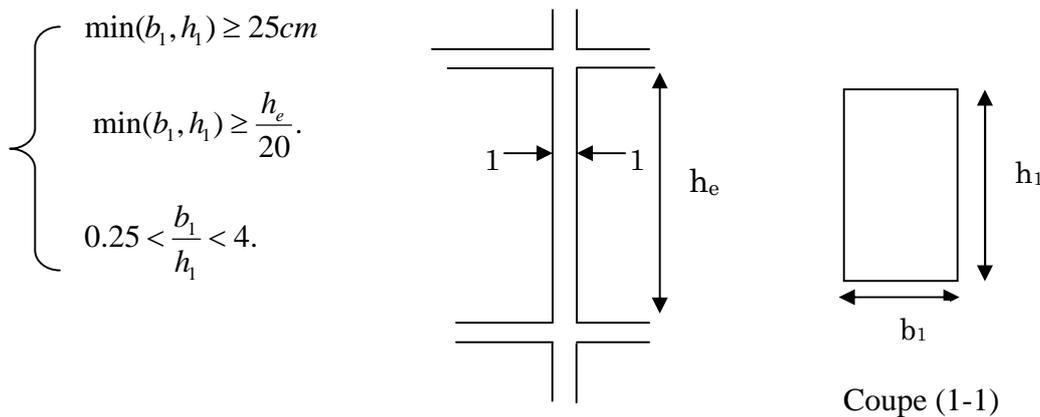


Figure 2.8. Hauteur libre d'étage

Tel que :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.06 \text{ m}$  Pour les étages 1 jusqu'au 10<sup>ème</sup>, et RDC

$h_e = 4.08m$  Pour le sous sol 1 et 2.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- Poteaux : sous sol et RDC :  $(55 \times 55)cm^2$
- Poteaux : 1<sup>er</sup> étage et 2<sup>eme</sup> étage:  $(50 \times 55)cm^2$
- Poteaux : 3<sup>eme</sup> étage et 4<sup>eme</sup> étage :  $(50 \times 50)cm^2$
- Poteaux : 5<sup>eme</sup> étage et 6<sup>eme</sup> étage :  $(45 \times 50)cm^2$
- Poteaux : 7<sup>eme</sup> étage et 8<sup>eme</sup> étage :  $(45 \times 45)cm^2$
- Poteaux : 9<sup>eme</sup> étage et 10<sup>eme</sup> étage :  $(40 \times 45)cm^2$
- Poteaux : 11<sup>eme</sup> étage :  $(40 \times 40)cm^2$

Remarque : on a créé deux poteaux pour la cage d'escalier de RDC et d'étage courant de dimension  $(45 \times 45) cm^2$

## 2.9. L'acrotère

### 2.9.1. Définition

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

➤ **Pour la terrasse accessible.**

On prend  $H=120\text{ cm}$

$$S = 0.15 \times 1.2 + \frac{0.02 \times 0.1}{2} + 0.08 \times 0.1.$$

$$S = 0.189m^2.$$

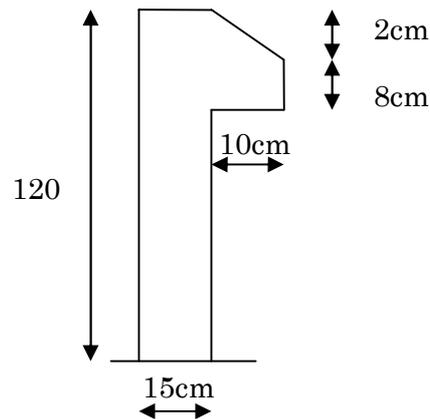


Figure 2.10. Acrotère

### 2.9.2. Evaluation de charge et surcharge

- Charge permanente

$$G1 = 25 \times 0.189 = 4,725\text{ KN / ml.}$$

- Enduit de ciment

$$G2 = 20 \times 0.02 = 0,4 \text{ KN / ml.}$$

$$Gt = 5,125 \text{ KN/ ml}$$

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

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

➤ **Pour la terrasse inaccessible.**

On prend

$$H = 60 \text{ cm}$$

$$S = (0,6 \times 0,1) + [(0,1 + 0,08) \times 0,1 / 2] = 0,069 \text{ m}^2.$$

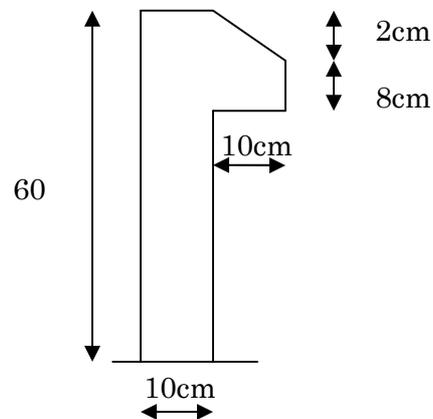


Figure 2.9. Acrotère

### 2.9.3. Evaluation de charge et surcharge

- Charge permanente

$$G1 = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN / ml.}$$

- Enduit de ciment

$$G2 = 20 \times 0.015 \times 1.46 = 0,438 \text{ KN / ml. } Gt = G1 + G2 = 2.16 \text{ KN / ml.}$$

$$Gt = 2.16 \text{ KN/ ml}$$

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

## 2.10. Evaluation des charges et surcharges

### 2.10.1. Evaluation des charges sur les planchers

➤ plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.2. Evaluation de la charge G de la terrasse inaccessible :

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Gravillon de protection</b>	<b>20</b>	<b>0.04</b>	<b>0.8</b>

Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	4	0.04	0.016
Plancher à corps Creux (20+4)	14	0.24	3.36
Enduit de ciment	10	0.02	0.20
Totale	/	/	5.93

$G = 5.93 \text{ KN/m}^2$  et  $G = 1 \text{ KN/m}^2$

- plancher terrasse accessible :

**Tableau 2.3. Evaluation de la charge G de la terrasse accessible :**

Désignation	Poids volumique ( $\text{KN/m}^3$ )	Epaisseurs (m)	Poids G ( $\text{KN/m}^2$ )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Isolation thermique	4	0.04	0.016
Plancher à corps Creux (20+4)	14	0.24	3.36
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Totale	/	/	6.20

$G = 6.2 \text{ KN/m}^2$  et  $G = 1.5 \text{ KN/m}^2$

- plancher courant à usage d'habitation

**Tableau 2.4. Evaluation de la charge G d'étage courant**

Désignation	Poids volumique	Epaisseurs (m)	Poids G ( $\text{KN/m}^2$ )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de Sable	18	0.02	0.36
Plancher à corps creux (20+4)	14	0.24	3.36
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20

Cloison de distribution	9	0.02	0.90
Totale	/	/	5.62

$$G=5.62\text{KN/m}^2 \text{ et } G=1.5\text{KN/m}^2$$

### 2.10.2. Evaluation de la charge G des murs intérieurs :

Tableau 2.5. Evaluation de la charge G de mure intérieure

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	9	0.15	1.35
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Totale	/	/	1.95

### 2.10.3. Evaluation de la charge G des murs extérieurs :

Tableau 2.6. Evaluation de la charge G de mur extérieure

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	9	0.15	1.35
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
L'âme d'aire	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.9
Total	/	/	2.85

### 2.10.4. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers

- les paliers :

Tableau 2.7. Evaluation de la charge G de palier

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage horizontale	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4

Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.12	3
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Total	/	/	4.4

- les Volées

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur les volées sont

Poids de la paillasse et de la couche d'enduit :  $\gamma \times \frac{e}{\cos a}$

Poids d'une marche :  $\gamma \times \frac{h}{2}$

Poids du revêtement et de mortier de pose :

Horizontal :  $\gamma \times e$

Vertical :  $\gamma \times e \times \frac{h}{g}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suite :

**Tableau 2.8.** Evaluation des charges  $G$  et surcharges  $Q$  des Volées

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de béton (paillasse)	/	0.14	3.6
Poids de garde corps	/	0.14	0.6
Poids des marches	25	0.085	2.12
Mortier de pose horizontale	20	0.02	0.4
Mortier de pose verticale	20	$0.02 \times \left(\frac{0.17}{0.3}\right)$	0.22
Carrelage horizontale	22	0.02	0.44
Carrelage verticale	22	$0.02 \times \left(\frac{0.17}{0.3}\right)$	0.25
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Totale	/	/	7.83

$G=7.83 \text{ KN/m}^2$  et  $Q=2.5 \text{ Kn/m}^2$

### 2.10.5. Evaluation des charges et des surcharges des dalles pleines (balcons)

**Tableau 2.9.** Evaluation des charges  $G$  et surcharges  $Q$  des dalles pleines (balcons)

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Poids de la dalle	25	0.12	3
Lit de sable	18	0.03	0.54
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Total	/	/	4.78

G=4.78 KN/m<sup>2</sup> et Q= 3.5 KN/m<sup>2</sup>

### 2.11. Descente des charges

La descente de charge a pour but l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure afin de déterminer l'effort max à la base.

➤ **La loi de dégression des charges :**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter.

Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis en même temps à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charge transmises aux fondations.

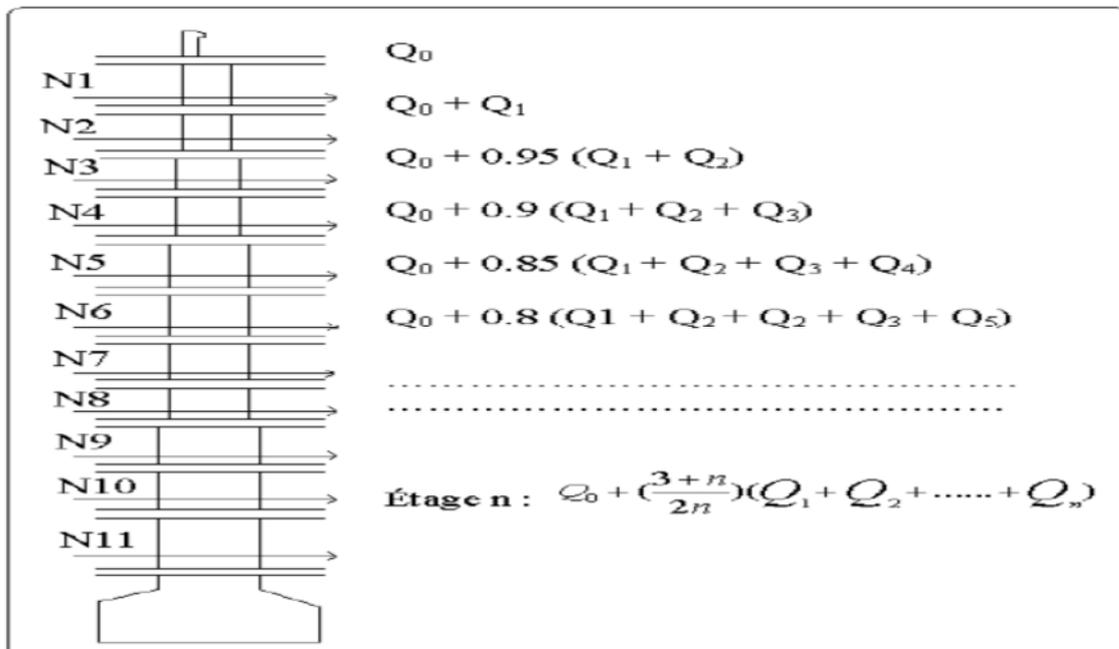


Figure 2.11. Schéma de dégression des surcharges

**2.11.1. Poteau (P1) de cage d'escalier de sous sol****➤ Calcul de la surface afférente**

$$S = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times \left(\frac{l_3}{2} + \frac{l_4}{2}\right)$$

$$L_1 = 3.1 - 0.3/2 = 1.4\text{m}$$

$$L_2 = 2.25 - 0.3/2 = 0.97\text{m}$$

$$L_3 = 4 - 0.3/2 = 1.85\text{m}$$

$$L_4 = 5 - 0.3/2 = 2.35$$

$$S = s_1 + s_2 + s_3 + s_4 = 8.16 + 1.87 = 9.95 \text{ m}^2$$

$$S = 9.95\text{m}^2$$

$$LPP = 4.2\text{m}$$

$$PS = 2.37\text{m}$$

**➤ Calcul des poids des éléments**

- Plancher à corps-creux :  $G_{cc} = (G_{cc} \times S) + (G_{esc} \times S_{volé})$

$$G_{cc} = (5.62 \times 8.16) + (7.83 \times 1.79) = 59.87 \text{ kN}$$

- Poutres principales :  $G_{pp} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 4.2 = 14.17\text{KN}$

- Poutres secondaires :  $G_{Ps} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 2.37 = 8\text{KN}$

- Poteaux (40×40) :  $G_{pot} = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = 12.24\text{KN}$

- Poteaux (40×45) :  $G_{pot} = 25 \times 0.40 \times 0.45 \times 3.06 = 13.77\text{KN}$

- Poteaux (45×45) :  $G_{pot} = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15.5\text{KN}$

- Poteaux (45×50) :  $G_{pot} = 25 \times 0.45 \times 0.50 \times 3.06 = 17.2\text{KN}$

- Poteaux (50×50) :  $G_{pot} = 25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.06 = 19.12\text{KN}$

- Poteaux (50×55) :  $G_{pot} = 25 \times 0.5 \times 0.55 \times 3.06 = 21.04\text{KN}$

- Poteaux (55×55) :  $G_{pot} = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 4.08 = 30.85\text{KN}$

- Poids des murs :  $G = (G \times S) = 2.85 \times 1.85 \times (4.08 - 0.45) = 13.76\text{kN}$

- Poids des escaliers :  $G = G_p \times S = 7.83 (1.85 \times 0.97) = 14\text{kN}$

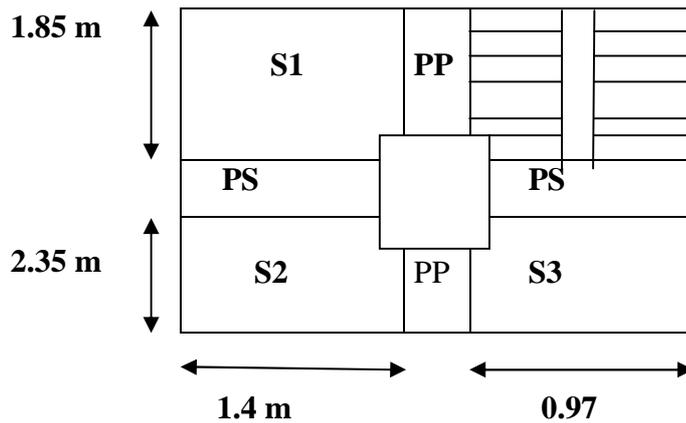


Figure 2.12. Surface qui revient au Poteau (P1)

2.11.2. Poteaux (P1) de l'étage courant

➤ Calcul de la surface afférente

$$S_{\text{aff}} = (S1+S2+S3) + S4$$

$$S_{\text{aff}} = 9.56 \text{ m}^2$$

➤ Poids des éléments

- Plancher à corps-creux :  $G_{cc} = (G_{cc} \times S_{cc}) + (G_{bal} \times S_{bal})$

$$G_{cc} = (5.62 \times 8.16) + (4.78 \times 1.406) = 52.58 \text{ kN}$$

- Plancher terrasse accessible:  $G = (G_{ter} \times S) + (G_{acc} \times S)$

$$G = (6.2 \times 9.56) + 5.125 \times (0.4 + 0.97) \times 1.2 = 67.7 \text{ kN}$$

➤ Calcul de surcharge Q

1/sous sol:  $Q = (Q_{cc} \times S_{cc}) + (Q_{esc} \times S_{esc})$

$$Q = (1.5 \times 8.16) + (2.5 \times 1.406) = 16.73 \text{ kN}$$

2/Etage courant :  $Q = (Q_{cc} \times S_{cc}) + (Q_{bal} \times S_{bal})$

$$Q = (1.5 \times 8.16) + 3.5 (0.97 + 1.45) = 17.16 \text{ kN}$$

3/RDC :  $Q = (Q_{cc} \times S_{\text{afférente}})$

$$S_{\text{aff}} = (S1+S2+S3+S4)$$

$$S_{\text{aff}} = 9.975 \text{ m}^2$$

$$Q = 24.94 \text{ kN}$$

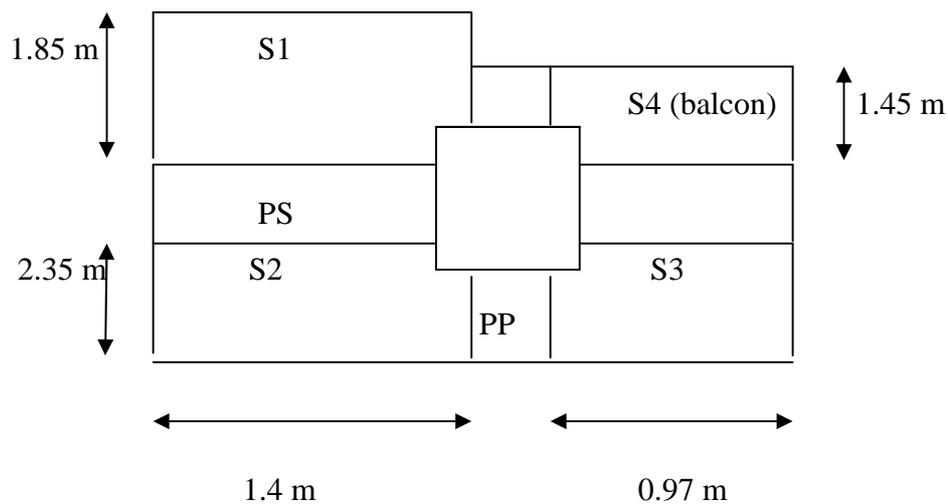


Figure 2.13. Surface qui revient au Poteau (P1)

Tableau 2.10. Tableau récapitulatif de la descente de charge du poteau P1

Niveau	Désignation	NG (KN)	NQ (KN)
<b>N13</b>	plancher terrasse accessible poutres (PP+PS) poteaux (40*40)	67.7 22.17 12.24	17.16
<b>Total</b>	/	<b>102.11</b>	<b>17.16</b>
<b>N12</b>	N Terrasse plancher étage courant poutres (PP+PS) poteaux (40*45) cm <sup>2</sup> murs	102.11 52.6 22.17 13.76 13.76	
<b>Total</b>	/	<b>204.41</b>	<b>34.32</b>
<b>N11</b>	N12 plancher étage courant poteaux (40*45) cm <sup>2</sup> poutres (PP+PS) murs	204.41 52.6 13.77 22.17 13.76	
<b>Total</b>	/	<b>306.71</b>	<b>49.76</b>
<b>N10</b>	N11 plancher étage courant poteaux (45*45) cm <sup>2</sup> poutres (PP+PS) murs	306.71 52.60 15.50 22.17 13.76	
<b>Total</b>	/	<b>410.74</b>	<b>63.5</b>
<b>N9</b>	N10 plancher étage courant poteaux (45*45) cm <sup>2</sup> poutres (PP+PS) murs	410.74 52.60 15.50 22.17 13.76	
<b>Total</b>	/	<b>514.77</b>	<b>75.5</b>

<b>N8</b>	N9	514.77	
	plancher étage courant	52.60	
	poteaux (45*50) cm <sup>2</sup>	17.20	
	poutres (PP+PS)	22.17	
	murs	13.76	
<b>Total</b>	/	<b>620.15</b>	<b>85.8</b>
<b>N7</b>	N8	620.15	
	plancher étage courant	52.60	
	poteaux (45*50) cm <sup>2</sup>	15.50	
	poutres (PP+PS)	17.20	
	murs	13.76	
<b>Total</b>	/	<b>726.23</b>	<b>94.38</b>
<b>N6</b>	N7	726.23	
	plancher étage courant	52.60	
	poteaux (50*50) cm <sup>2</sup>	19.12	
	poutres (PP+PS)	22.17	
	murs	13.76	
<b>Total</b>	/	<b>833.85</b>	<b>101.24</b>
<b>N5</b>	N6	833.85	
	plancher étage courant	52.60	
	poteaux (50*50) cm <sup>2</sup>	19012	
	poutres (PP+PS)	22.17	
	murs	13.76	
<b>Total</b>	/	<b>941.53</b>	<b>110.51</b>
<b>N4</b>	N5	941.53	
	plancher étage courant	52.60	
	poteaux (50*55) cm <sup>2</sup>	21.04	
	poutres (PP+PS)	22.17	
	murs	13.76	
<b>Total</b>	/	<b>1051.1</b>	<b>119.1</b>
<b>N3</b>	N4	1051.1	
	plancher étage courant	52.60	
	poteaux (50*55) cm <sup>2</sup>	21.04	
	poutres (PP+PS)	22.17	
	murs	13.76	
<b>Total</b>	/	<b>1160.67</b>	<b>128.7</b>
<b>N2</b>	N3	1160.67	
	plancher étage courant	55.92	
	poteaux (55*55) cm <sup>2</sup>	21.04	
	poutres (PP+PS)	22.17	
<b>Total</b>	/	<b>1237.63</b>	<b>150.72</b>

<b>N1</b>	N2	1237.63	
	plancher étage courant	59.87	
	poteaux (55*55) cm <sup>2</sup>	30.85	
	poutres (PP+PS)	22.17	
	escaliers	14	
<b>Total</b>	/	<b>1364.52</b>	<b>158.96</b>

**Donc :**

$$NU=1.35G+1.5Q$$

$$NU=2080.54 \text{ KN}$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime NU de 10%, tel que :

$$NU*=1.1NU$$

$$NU*=2288.60 \text{ KN}$$

### 2.11.3. Poteau (P2) : étage courant

➤ **Calcul de la surface afférente**

$$S = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times \left(\frac{l_3}{2} + \frac{l_4}{2}\right)$$

$$L_1 = 5.35 - 0.3/2 = 2.52\text{m}$$

$$L_2 = 3.5 - 0.3/2 = 1.6\text{m}$$

$$L_3 = 5 - 0.3/2 = 2.35$$

$$L_4 = 4 - 0.3/2 = 1.85\text{m}$$

$$S = s_1 + s_2 + s_3 + s_4 = (2.52 \times 2.35) + (2.52 \times 1.85) + (1.6 \times 2.35) + (1.6 \times 1.85) = 17.3 \text{ m}^2$$

$$S = 17.3\text{m}^2$$

➤ **Poids des éléments**

- Plancher à corps-cieux :  $G_{cc} = G_{cc} \times S_{cc}$

$$G_{cc} = 5.62 \times 17.3 = 97.23\text{kN}$$

-plancher terrasse accessible :  $G = G_{ter} \times S$

$$G = 6.2 \times 17.3 = 107.28 \text{ kN}$$

-plancher terrasse inaccessible :  $G = G_{ter} \times S$

$$G=5.93 \times (2.35+1.85) \times 1.6=39.85 \text{ kN}$$

- Poutres principales :  $G_{pp}=22.68 \text{ KN}$
- Poutres secondaires :  $G_{ps}=19.57 \text{ KN}$
- poteaux (40×40) :  $G_{pot}=25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06=12.24 \text{ KN}$
- poteaux (40×45) :  $G_{pot}=25 \times 0.40 \times 0.45 \times 3.06=13.77 \text{ KN}$
- poteaux (45×45) :  $G_{pot}=25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06=15.5 \text{ KN}$
- poteaux (45×50) :  $G_{pot}=25 \times 0.45 \times 0.50 \times 3.06=17.2 \text{ KN}$
- poteaux (50×50) :  $G_{pot}=25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.06=19.12 \text{ KN}$
- poteaux (50×55) :  $G_{pot}=25 \times 0.5 \times 0.55 \times 3.06=21.04 \text{ KN}$
- poteaux (55×55) :  $G_{pot}=25 \times 0.55 \times 0.55 \times 4.08=30.85 \text{ KN}$

➤ Calcul de surcharge Q:

1/sous sol:  $Q = Q_{cc} \times S_{cc}$

$$Q = (1.5 \times 17.3) = 22.95 \text{ KN}$$

2/Etage courant :  $Q = Q_{cc} \times S_{cc}$

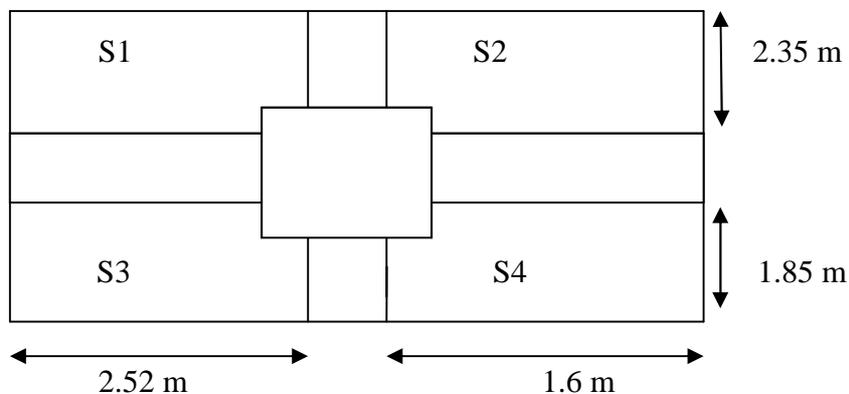
$$Q = 1.5 \times 17.3 = 22.95 \text{ KN}$$

3/RDC:  $Q = (Q_{cc} * S_{affirante})$

$$S_{aff} = (S1+S2+S3+S4)$$

$$S_{aff} = 12.60 \text{ m}^2$$

$$Q = 31.5 \text{ KN}$$



**Figure 2.14.** Surface qui revient au Poteau (P2)

**Tableau 2.11.** Tableau récapitulatif de la descente de charge pour le poteau P2

niveau	Désignation	NG (KN)	NQ (KN)
N13	plancher terrasse accessible	39.85	
	plancher terrasse accessible	107.28	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (40*40)	12.24	
<b>Total</b>	/	<b>192.70</b>	<b>25.95</b>
N12	N 13	192.70	
	plancher étage courant	97.23	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (40*45) cm <sup>2</sup>	13.77	
<b>Total</b>	/	<b>350.79</b>	<b>51.90</b>
N11	N 12	350.79	
	plancher étage courant	97.23	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (40*45) cm <sup>2</sup>	17.77	
<b>Total</b>	/	<b>512.88</b>	<b>75.25</b>
N10	N 11	512.88	
	plancher étage courant	97.23	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15.50	
<b>Total</b>	/	<b>672.70</b>	<b>96.01</b>
N9	N 10	672.70	
	plancher étage courant	97.23	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15.50	
<b>Total</b>	/	<b>832.52</b>	<b>114.18</b>
N8	N 9	832.52	
	plancher étage courant	97.23	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (45*50) cm <sup>2</sup>	17.20	
<b>Total</b>	/	<b>994.04</b>	<b>129.75</b>
N7	N 8	1155.56	
	plancher étage courant	97.23	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (45*50) cm <sup>2</sup>	17.20	
<b>Total</b>	/	<b>1155.56</b>	<b>142.72</b>
N6	N 7	1319	
	plancher étage courant	97.23	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (50*50) cm <sup>2</sup>	19.12	

	murs	13.76	
<b>Total</b>	/	<b>1319</b>	<b>153.10</b>
N5	N 6	1482.44	
	plancher étage courant	97.23	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (50*50) cm <sup>2</sup>	19.12	
	murs	13.76	
<b>Total</b>	/	<b>1482.44</b>	<b>167.12</b>
N4	N 5	1647.80	
	plancher étage courant	97.23	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (50*55) cm <sup>2</sup>	21.04	
	murs	13.76	
<b>Total</b>	/	<b>1647.80</b>	<b>180.09</b>
N3	N 4	1813.16	
	plancher étage courant	97.23	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (50*55) cm <sup>2</sup>	21.04	
	murs	13.76	
<b>Total</b>	/	<b>1813.16</b>	<b>194.62</b>
N2	N 3	1988	
	plancher étage courant	97.23	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (55*55) cm <sup>2</sup>	30.85	
	murs	13.76	
<b>Total</b>	/	<b>1988</b>	<b>224.04</b>
N1	N 2	2266.31	
	plancher étage courant	97.23	
	poutres (PP+PS)	33.33	
	poteaux (55*55) cm <sup>2</sup>	30.85	
	murs	13.76	
<b>Total</b>	/	<b>2163.5</b>	<b>235.12</b>

$$Nu = (1.35 \times 2481.33) + (1.5 \times 235.12)$$

$$Nu = 3273.40 \text{ KN}$$

$$Nu^* = 1.1 \times 3273.40$$

$$Nu^* = 3600.74 \text{ KN}$$

### 2.11.4. Les Vérifications nécessaires

#### ➤ Vérification du critère de résistance

$$\frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec :  $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$

$$N_u^* = 1.1 * N_u$$

**Tableau 2.12.** Vérification de critère de résistance

Niveau	$N_u^*$ (KN)	B (m <sup>2</sup> )	$\frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}}$ (MPa)	$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}}$
Sous sol et RDC Poteau (55*55)	3600.74	0.3025	0.2535	<b>Vérifier</b>
1 <sup>ere</sup> 2 <sup>eme</sup> et étage Poteau (50*55)	3013.66	0.275	0.2122	<b>Vérifier</b>
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> Poteau (50*50)	2447.17	0.25	0.1723	<b>Vérifier</b>
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage Poteau (45*50)	1951.49	0.225	0.1374	<b>Vérifier</b>
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage Poteau (45*45)	1424.69	0.2025	0.1	<b>Vérifier</b>
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage Poteau (40*45)	885.79	0.18	0.0623	<b>Vérifier</b>
11 <sup>eme</sup> étage Poteau (40*40)	328.98	0.16	0.0231	<b>Vérifier</b>

### ➤ Critère de stabilité de forme

- Vérification au flambement

D'après le CBA .93 on doit vérifier que :

$$N'_u \leq \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

$B_r$  : section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement  $\lambda$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

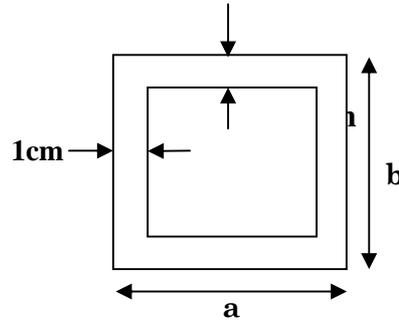


Figure 2.15. Section brute

Avec :  $l_f = 0.7 l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$  avec :

a : largeur de la section nette

b : hauteur de la section nette.

$A_s$  : section d'armature.

D'après le **BAEL 91**[4] :  $A_s = 1\% B_r$

On doit vérifier que :  $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

$$B_{r\text{-calculée}} \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Les résultats de vérifications au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.13. Les vérifications au flambement

b (cm)	h (cm)	$l_f$	$I (m^4)$	i	$\lambda$	$\alpha$	Nu(KN)	$B_{r\text{calculé}}$	Br (m <sup>2</sup> )	Br > $B_{r\text{calculé}}$
0.55	0.55	3.63	$7.625 \times 10^{-3}$	0.16	22.863	0.783	2163.5	0.125	0.265	Vérifier
0.50	0.55	2.61	$6.932 \times 10^{-3}$	0.16	16.438	0.814	2344.09	0.101	0.238	Vérifier
0.50	0.50	2.61	$5.208 \times 10^{-3}$	0.14	18.082	0.806	1980.30	0.083	0.216	Vérifier
0.45	0.50	2.61	$4.687 \times 10^{-3}$	0.14	18.082	0.806	1620.73	0.065	0.192	Vérifier

<b>0.45</b>	0.45	2.61	$3.417 \times 10^{-3}$	0.13	20.091	0.797	1265.38	0.047	0.172	<b>Vérifier</b>
<b>0.40</b>	0.45	2.61	$3.037 \times 10^{-3}$	0.13	20.091	0.797	913.79	0.029	0.150	<b>Vérifier</b>
<b>0.40</b>	0.40	2.61	$2.133 \times 10^{-3}$	0.11	22.603	0.784	566	0.011	0.133	<b>Vérifier</b>

D'après le tableau on a  $Br > Br_{\text{calculé}}$  donc ya pas risque de flambement.

### 2.11.4. Poteaux (P3) de la cage d'escalier

➤ **Calcul de la surface afférente**

$$S = \left(\frac{l1}{2} + \frac{l2}{2}\right) \times \left(\frac{l3}{2} + \frac{l4}{2}\right)$$

$$L1 = 0.775\text{m}$$

$$L2 = 0.4\text{m}$$

$$L3 = 0.425\text{m}$$

$$L4 = 1.775\text{m}$$

$$S = 4.56 \text{ m}^2$$

$$S = 4.65 \text{ m}^2$$

➤ **Poids des éléments**

➤ **Etage courant et RDC**

- Plancher à corps-creux :  $G_{cc} = (G_{cc} \times S_{cc}) + (G_{volé} S_{volé}) + (G_{Palier} \times S_{palier})$

$$G_{cc} = (5.62 \times 1.21) + (7.83 \times (0.475 \times 0.775)) + (4.4 \times (1.3 \times 0.775))$$

$$G_{cc} = 14.13 \text{ kN}$$

➤ **Terrasse accessible**

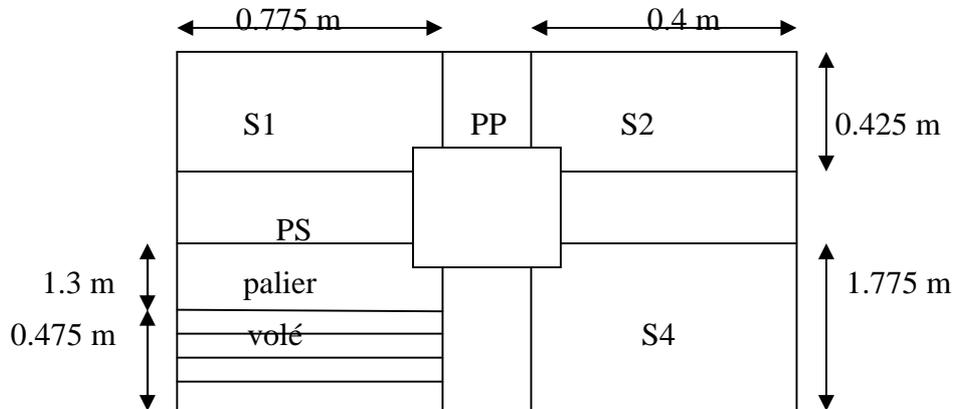
-plancher terrasse accessible:  $G = (G_{ter} \times S)$

$$G = 6.2 \times 1.21 = 7.50 \text{ KN}$$

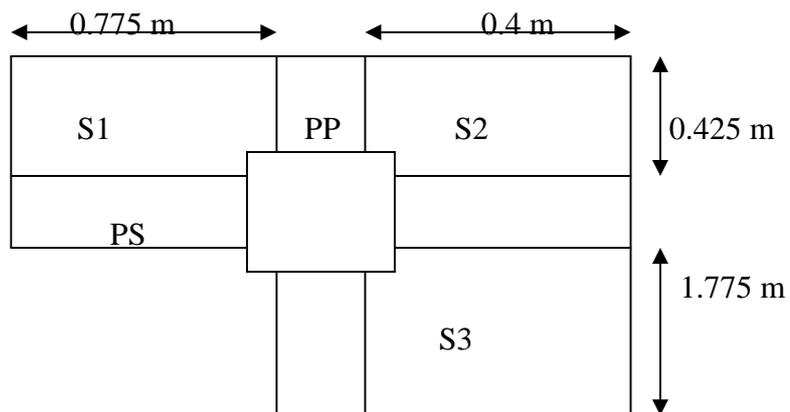
- Poutres principales :  $G_{pp} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 2.2 = 7.42 \text{ KN}$

- Poutres secondaires :  $G_{ps} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 1.175 = 3.96 \text{ KN}$

- poteaux (45×45) :  $G_{pot}=25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06=15.5 \text{KN}$



**Figure 2.16.** Surface qui revient au Poteau (P3) de RDC et étage courant



**Figure 2.17.** Surface qui revient au Poteau (P3) de plancher terrasse

**Tableau 2.14.** Tableau récapitulatif de la descente de charge pour le poteau P3

niveau	Désignation	NG (KN)	NQ (KN)
<b>N13</b>	plancher terrasse accessible	<b>7.50</b>	
	poutres (PP+PS)	11.40	
	poteaux (45*45)	15.50	
<b>Total</b>	/	<b>34.40</b>	<b>8.65</b>
<b>N12</b>	N 13	34.40	
	plancher étage courant	31.14	
	poutres (PP+PS)	14.13	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15.50	
<b>Total</b>	/	<b>75.43</b>	<b>14.81</b>

N11	N 12	75.43	
	plancher étage courant	14.13	
	poutres (PP+PS)	11.40	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	13.7715.50	
Total	/	<b>116.46</b>	<b>20.28</b>
N10	N 11	116.46	
	plancher étage courant	14.13	
	poutres (PP+PS)	11.40	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15.50	
Total	/	<b>157.49</b>	<b>25.07</b>
N9	N 10	157.49	
	plancher étage courant	14.13	
	poutres (PP+PS)	11.40	
	poteaux (45*45) cm	15.50	
Total	/	<b>198.52</b>	<b>29.17</b>
N8	N 9	198.52	
	plancher étage courant	14.13	
	poutres (PP+PS)	11.40	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15.50	
Total	/	<b>239.55</b>	<b>32.59</b>
N7	N 8	239.55	
	plancher étage courant	14.13	
	poutres (PP+PS)	11.40	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15.50	
Total	/	<b>280.58</b>	<b>36.01</b>
N6	N 7	280.58	
	plancher étage courant	14.13	
	poutres (PP+PS)	11.40	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15.50	
Total	/	<b>321.61</b>	<b>39.43</b>
N5	N 6	321.61	
	plancher étage courant	14.13	
	poutres (PP+PS)	11.40	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15.50	
Total	/	<b>362.64</b>	<b>42.85</b>
N4	N 5	362.64	
	plancher étage courant	14.13	
	poutres (PP+PS)	11.40	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15.50	

Total	/	<b>403.67</b>	<b>46.27</b>
<b>N3</b>	N 4	403.67	
	plancher étage courant	14.13	
	poutres (PP+PS)	11.40	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15.50	
Total	/	<b>444.70</b>	<b>49.69</b>
<b>N2</b>	N 3	444.70	
	plancher étage courant	14.13	
	poutres (PP+PS)	11.40	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15.50	
Total	/	<b>485.73</b>	<b>55.96</b>
<b>N1</b>	N 2	485.73	
	plancher étage courant	25.65	
	poutres (PP+PS)	20.08	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15.50	
Total	/	<b>538.28</b>	<b>59.34</b>

**Donc :**

$$NU=1.35G+1.5Q$$

$$NU=815.70 \text{ KN}$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime NU de 10%, tel que :

$$NU^*=1.1NU$$

$$NU^*=897.26 \text{ KN}$$

### 2.11.5. Les Vérifications nécessaires

#### ➤ Vérification du critère de résistance

$$\frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$$B=0.45 \times 0.45 = 0.2025 \text{ m}^2$$

$$B \geq \frac{897.26}{14.2} \times 10^{-3} = 0.0631 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{poteau}} \geq \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \text{ vérifié}$$

#### ➤ Critère de stabilité de forme

- Vérification au flambement

D'après le CBA .93 on doit vérifier que :

$$N'_u \leq \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

$\gamma_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$l_f = 2.61$

$I = 3.41 \times 10^{-3}$

$i = 0.129$

$\lambda = 20.091$

$\alpha = 0.797$

$B_r = 0.06 \text{ m}^2$  avec :

$A_s$  : section d'armature.

D'après le **BAEL 91** :  $A_s = 1\% B_r$

On doit vérifier que :  $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

$$B_{r\text{-calculée}} \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

$$B_{r\text{-calculée}} \geq \frac{815.70 \times 10^{-3}}{0.797 \times \left( \frac{2.1}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.2033$$

$B_r = 0.06 \text{ m}^2 < B_{r\text{-calculée}} = 0.2033$  **vérifier donc ya pas risque de flambement.**

## 2.12. Conclusion

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

- ✓ **Poutres principales** : (30×45) cm<sup>2</sup>
- ✓ **Poutres secondaires** : (30×45) cm<sup>2</sup>
- ✓ **Poteaux de sous-sol et RDC** : (55×55) cm<sup>2</sup>

- ✓ Poteaux de étages 1 et 2 :  $(50 \times 55) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 3 et 4 :  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 5 et 6 :  $(45 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 7 et 8 :  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 9 et 10 :  $(40 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 11 :  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des de la cage d'escalier :  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

### 3.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (Différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le Cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

### 3.2. ETUDE DES POUTRELLES

#### 3.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères : elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Si les poutres dans les deux sens ont une portée égale, alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

#### ❖ Charge et surcharge :

- Plancher terrasse accessible :  $G = 6.2 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher étage courant :  $G = 5.62 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .

#### ❖ Les différents types des poutrelles :

Les différents types des poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

**Figure. 3.1.** Les différents types des poutrelles

type 1	
type 2	
type 3	

### 3.2.2. Méthodes de calcul

Pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles on utilise les deux méthodes suivantes :

- La méthode de Caquot, ou de Caquot minoré
- La méthode Forfaitaire.

#### ❖ Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

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

- Plancher a surcharges modérées ( $Q \leq \min(2G, 5\text{kn/m}^2)$ ).
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre :  $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ .
- Fissuration peut nuisible.

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ( $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ ).

#### ❖ Principe de la méthode :

**CBA (Art B 6.2.2.1.1)**

##### ✓ Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

$M_0$  : Moment isostatique.  $M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche.

$M_t$  : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0.3 \times \alpha); 1.05\} M_0 \}$$

$$M_i \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive}$$

$$M_i \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 M_0$  : pour les appuis de rive

#### ✓ Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant

isostatique  $V_0$  avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

L'effort tranchant calculé par la méthode de la RDM vaut :

$$V_1 = V_0 \frac{M_i + M_{i+1}}{L_i}$$

#### ✓ Domaine d'application de la méthode Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharge élevées.  
 $Q > (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ .

Mais la méthode de Caquot minoré s'applique aux poutres continues et aux planchers à surcharge modérées si l'une des conditions **2,3** ou **4** de la méthode Forfaitaire n'est pas vérifiée. Dans ce cas les moments sur appuis sont calculés de la même manière que la méthode de Caquot, en remplaçant la charge permanente  $G$  par  $G'$  tel que :  $G' = 2G/3$ .

#### ✓ Principe de la méthode Caquot

- Calcul des moments
- En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

Avec  $l' = 0.8 \times l$  : Pour une travée intermédiaire  $l' = l$  : Pour une travée de rive.

$P_g$  ;  $P_d$  : Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.

▪ **En travées :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

• **Evaluation des efforts tranchants :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

La détermination des moments max entraxe se fait avec la charge permanente G.

**3.2.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles**

À l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  et  $P_u = q_u \times l_0$

À l'ELS :  $q_s = G + Q$  Avec  $l = 0.65m$

On a :  $G = 5.62 \text{ KN/m}^2$

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

$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times l_0$

$P_u = 6.39 \text{ KN/ml}$

$P_s = 4.63 \text{ KN/ml}$

$\alpha = 0.211$

**Tableau .3.1. charges et surcharges revenant aux poutrelles**

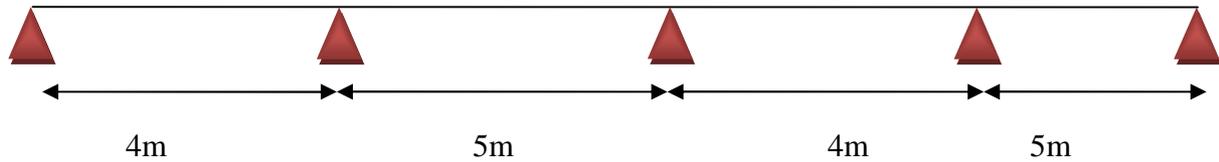
Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Plancher Etage Courant	5.62	1.5	9.84	6.39	7.12	4.62
Terrasse accessible	6.2	1.5	10.62	6.9	7.7	5.01

➤ **Vérification des conditions de BAEL :**

**Exemple de calcul :**

**Type1 : Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de l'étage courant :**

Etude d'une poutrelle à 4 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).



**Figure 3.2.** Schéma statique de poutrelle type 1

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

- ✓  $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \leq \min(2G, 5 \text{ kN/m}^2) = \min(2 \times 5.62, 5 \text{ kN/m}^2) = 5 \text{ kN/m}^2$   
Condition vérifiée
- ✓ Pour la 1<sup>ère</sup> condition de la méthode forfaitaire elle est vérifiée.
- ✓ La charge uniformément répartie de manière identique sur toutes les longueurs des poutres (l'inertie constante) donc la 2<sup>ème</sup> condition est vérifiée.
- ✓ Le rapport entre les travées successives pour le type 01

$$0.8 \leq \frac{4}{5}; \frac{5}{4} \leq 1.25$$

On remarque que le rapport est compris entre 0.8 et 1.25 donc c'est vérifiée.

- ✓ Les poutrelles sont à l'intérieure du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible d'où la 4<sup>ème</sup> condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

### 3.2.4. Des sollicitations

#### 1.étage courant

- À l'ELU :

**Calcul des moments isostatiques :**

$M_0$  : Moment isostatique

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

**Tableau 3.2.** Calcul des moments isostatiques

Travées	L (m)	M <sub>0u</sub> (KN.m)	M <sub>0s</sub> (KN.m)
AB	4	12.788	9.256
BC	5	19.881	14.462
CD	4	12.788	9.256
DE	5	19.881	14.462

**Calcul les moments aux appuis :**

- **A L'ELU**

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{DE}) = -0.5 \times 19.881 = -9.94 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 19.881 = -7.95 \text{ KN.m}$$

- **A L'ELS :**

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.}$$

$$M_B = M_D = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 14.462 = -7.231 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 14.462 = -5.785 \text{ KN.m}$$

**Calcul les moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.211$$

$$(1+0.3\alpha) = 1+0.3 \times 0.211 = 1.063$$

$$(1.2+0.3\alpha)/2 = 0.631$$

$$(1+0.3\alpha)/2 = 0.531$$

➤ **Moments en travées**

❖ **Travée AB :**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1+0.3 \times \alpha); 1.05\} M_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t + \frac{0 + 0.5 M_0^{AB}}{2} \geq 1.06 M_0^{AB} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.63 M_0^{AB} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 9.26 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 7.55 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\diamond M_t = \text{Max} [M_t(1), M_t(2)]$$

$$M_{tu} = \text{max} (8.6; 8.062) = 8.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = \text{max} (13.45; 5.84) = 13.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1.063 \times 12.788) - (0.25 \times 19.981) = 8.6 \text{ KN.m} \dots\dots (1)$$

$$M_t \geq (0.631 \times 12.788) = 8.07 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_{tu} = 8.60 \text{ KN.m}$$

**❖ Travee BC:**

$$M_t + (0.5 M_0^{BC} + 0.4 M_0^{BC}) / 2 \geq 1.06 M_0^{BC} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.53 M_0^{BC} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \text{Max} [M_t(1), M_t(2)]$$

$$\diamond M_t^u = \text{max} (12.25; 10.61) = 12.25 \text{ KN}$$

$$\diamond M_t^s = \text{max} (8.86; 7.7) = 8.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 12.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 8.86 \text{ KN.m}$$

**❖ Travée CD:**

$$M_t + \frac{0.4 M_0^{CD} + 0.5 M_0^{CD}}{2} \geq 1.06 M_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.53 M_0^{CD} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \text{Max} [M_t(1), M_t(2)]$$

$$M_{tu} = \text{max} (4.6; 6.8) = 6.8 \text{ KN}$$

$$M_{ts} = \max (3.33; 4.91) = 4.91 \text{KN.m}$$

$$M_{tu} = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 4.91 \text{ KN.m}$$

❖ Travée DE :

$$M_t + \frac{0.5M_0^{DE} + 0}{2} \geq 1.06M_0^{DE} \dots (1)$$

$$M_t \geq 0.53M_0^{DE} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \text{Max} [M_t(1), M_t(2)]$$

$$M_{tu} = \max (16.24; 12.62) = 16.24 \text{KN}$$

$$M_{ts} = \max (11.76; 7.66) = 11.76 \text{KN.m}$$

$$M_{tu} = 16.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 11.76 \text{ KN.m}$$

- Calcule les efforts tranchants :

**Efforts tranchants :**

- Evaluation des efforts tranchants :

✓ Travée de rive AB

$$\begin{cases} V_A = \frac{6.39 \times 4}{2} = 12.79 \text{ KN} \\ V_B = -1.1V_1 = -1.1(12.79) = -12.182 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Travée intermédiaire BC

$$\begin{cases} V_B = 1.1 \frac{6.39 \times 5}{2} = 17.58 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6.39 \times 5}{2} = -15.99 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Travée intermédiaire CD

$$\begin{cases} V_A = \frac{6.39 \times 4}{2} = 12.79 \text{ KN} \\ V_B = -1.1V_1 = -1.1(12.79) = -12.182 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Travée de rive DE

$$\begin{cases} V_d = \frac{6.39 \times 5}{2} = 15.99 \text{ KN} \\ V_E = -1.1 \frac{6.39 \times 5}{2} = -17.58 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des calculs à L'ELU sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau.3.3.** résultats de calculs a l'ELU

Type de Poutrelle	Travée	L (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t1</sub> (KN.m)	M <sub>t2</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>Type 1</b>	AB	4	12.78	0	10	8.6	8.07	12.78	14.07
	BC	5	19.88	10	8	12.25	10.61	17.58	15.99
	CD	4	12.78	8	10	4.6	6.8	12.79	14.07
	DE	5	19.88	10	0	16.24	12.62	15.99	17.58

Les résultats des calculs à L'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau.3.4.** résultats de calculs a l'ELS

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t1</sub> (KN.m)	M <sub>t2</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>type 1</b>	AB	4	9.256	0	7.23	6.23	5.85	9.26	10.19
	BC	5	14.462	7.23	5.8	8.87	7.7	12.73	11.58
	CD	4	9.256	5.8	7.23	3.33	4.92	9.26	10.19
	CE	5	14.462	7.2	0	11.77	9.14	12.73	11.58

**Tableau.3.5.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t1</sub> (KN.m)	M <sub>t2</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
	AB	3.5	9.79	0	4.90	7.96	6.18	11.2	12.3
	BC	3.1	7.68	4.90	3.07	4.18	4.08	10.9	9.91
	CD	3.5	7.68	3.07	4.90	4.18	4.08	9.91	10.9

<b>Type 2</b>	DE	3.5	9.79	0	0	7.96	6.18	12.3	11.2
---------------	----	-----	------	---	---	------	------	------	------

Donc on a :

$$M_t(\text{max}) = 7.97 \text{ KN.m}$$

$$M_a(\text{max}) = 4.90 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = 1.47 \text{ KN.m}$$

$$V(\text{max}) = 12.31 \text{ KN.m}$$

**Tableau.3.6.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt <sub>1</sub> (KN.m)	Mt <sub>2</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
<b>Type 3</b>	AB	3.5	7.09	0	3.54	5.77	4.48	8.18	8.91
	BC	3.1	5.56	3.54	2.22	3.03	2.96	7.89	7.18
	CD	3.5	5.56	2.22	3.54	3.03	2.96	7.18	7.89
	DE	3.5	7.09	3.54	0	5.77	4.48	8.91	7.10

Donc on a :

$$M_t(\text{max}) = 5.77 \text{ KN.m}$$

$$M_a(\text{max}) = 3.54 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = 1.06 \text{ KN.m}$$

$$V(\text{max}) = 8.91 \text{ KN.m}$$

**Tableau.3.7.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt <sub>1</sub> (KN.m)	Mt <sub>2</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
<b>Type 3</b>	AB	5	19.98	0	9.99	16.25	12.62	15.99	15.99
	BC	4	12.79	9.99	9.99	6.8	6.80	14.07	14.07
	CD	5	19.98	9.99	0	12.25	12.62	17.58	17.58

Donc on a :

$$M_t(\text{max}) = 16.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a(\text{max})=9.99\text{KN.m}$$

$$M_a^r=3\text{KN.m}$$

$$V(\text{max})=17.58\text{KN.m}$$

**Tableau.3.8.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt <sub>1</sub> (KN.m)	Mt <sub>2</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
<b>TYPE 3</b>	AB	5	14.47	0	7.23	11.77	9.14	11.58	12.73
	BC	4	9.26	7.23	7.23	2.61	4.92	10.19	10.19
	CD	5	14.47	7.23	0	11.77	9.14	12.73	11.58

Donc on a :

$$M_t(\text{max})=11.77\text{ KN.m}$$

$$M_a(\text{max})=7.23\text{KN.m}$$

$$M_a^r=2.17\text{KN.m}$$

$$V(\text{max})=12.73\text{KN.m}$$

$$\text{On: } G=6.2\text{KN/m}^2$$

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

$$P_u=(1.35G+1.5Q)/l_0$$

$$P_u=6.9\text{KN/m}$$

$$P_s=5.01\text{KN/m}$$

**Tableau.3.9.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher de la terrasse accessible :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt <sub>1</sub> (KN.m)	Mt <sub>2</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
<b>Type 1</b>	AB	3.5	10.57	0	5.29	8.55	6.65	12.08	13.29
	BC	3.1	8.29	5.29	3.32	4.48	4.39	11.77	10.70
	CD	3.5	8.29	3.32	5.29	4.48	4.39	10.70	11.77
	DE	3.5	1.57	5.29	0	8.55	6.65	13.29	12.08

$$M_t(\text{max})=8.55\text{ KN.m}$$

$$M_a(\text{max})=5.29\text{KN.m}$$

$$M_a^r = 1.59 \text{ KN.m}$$

$$V(\text{max}) = 13.29 \text{ KN.m}$$

**Tableau.3.10.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher de la terrasse accessible :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt <sub>1</sub> (KN.m)	Mt <sub>2</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	AB	3.5	7.67	0	3.84	6.2	4.84	8.77	9.64
	BC	3.1	6.02	3.84	2.41	3.25	3.18	8.54	7.77
	CD	3.5	6.02	2.41	3.84	3.25	3.18	7.77	8.54
	DE	3.5	7.67	3.84	0	6.2	4.83	9.64	8.77

$$M_t(\text{max}) = 6.2 \text{ KN.m}$$

$$M_a(\text{max}) = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = 1.15 \text{ KN.m}$$

$$V(\text{max}) = 13.29 \text{ KN.m}$$

**Tableau.3.11.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher de la terrasse accessible

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt <sub>1</sub> (KN.m)	Mt <sub>2</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 2	AB	4	13.81	0	10.79	9.22	8.69	13.81	15.19
	BC	5	21.57	10.79	8.63	13.13	11.42	19.98	17.26
	CD	4	13.81	8.63	10.79	4.91	7.31	13.81	15.19
	CE	5	21.57	10.79	0	17.44	13.57	18.98	17.26

Donc on a :

$$M_t(\text{max}) = 17.44 \text{ KN.m}$$

$$M_a(\text{max}) = 10.79 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = 3.24 \text{ KN.m}$$

$$V(\text{max}) = 18.98 \text{ KN.m}$$

**Tableau.3.12.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher de la terrasse accessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt <sub>1</sub> (KN.m)	Mt <sub>2</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
<b>type 2</b>	AB	4	10.02	0	7.83	6.69	6.30	10.02	11.02
	BC	5	15.66	7.83	6.26	9.53	8.29	13.78	12.53
	CD	4	10.02	6.26	7.83	3.56	5.30	10.02	11.02
	CE	5	15.66	7.83	0	12.66	9.85	13.78	12.53

Donc on a :

$$M_t(\text{max}) = 12.66 \text{KN.m}$$

$$M_a(\text{max}) = 7.83 \text{KN.m}$$

$$M_a^r = 2.35 \text{KN.m}$$

$$V(\text{max}) = 13.78 \text{KN.m}$$

**Tableau 3.13.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher de la terrasse accessible :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt <sub>1</sub> (KN.m)	Mt <sub>2</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
<b>type 3</b>	AB	5	21.57	0	10.79	17.44	13.57	17.26	18.98
	BC	4	13.81	10.79	8.63	4.91	7.31	15.19	13.81
	CD	5	21.57	8.63	0	13.13	11.42	17.26	18.98

Donc on a :

$$M_t(\text{max}) = 17.44 \text{KN.m}$$

$$M_a(\text{max}) = 10.79 \text{KN.m}$$

$$M_a^r = 3.24 \text{KN.m}$$

$$V(\text{max}) = 18.98 \text{KN.m}$$

**Tableau 3.14.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher de la terrasse accessible :

Type de Poutrelle	Travée	L (m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt <sub>1</sub> (KN.m)	Mt <sub>2</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
<b>TYPE 3</b>	AB	5	15.66	0	7.83	12.66	9.85	12.53	13.78
	BC	4	10.02	7.83	6.26	3.56	5.30	11.02	10.02
	CD	5	15.66	6.26	0	9.53	8.29	12.53	13.78

Donc on a :

$$M_t(\text{max}) = 12.66 \text{KN.m}$$

$$M_a (\text{max}) = 7.83 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = 2.35 \text{ KN.m}$$

$$V (\text{max}) = 13.78 \text{ KN.m}$$

### 3.2.5. Ferrailage des poutrelles:

#### - Exemple de calcul étage courant:

Les sollicitations maximales :

$$M_t (\text{max}) = 17.44 \text{ KN.m}$$

$$M_a (\text{max}) = 10.79 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 3.24 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 18.98 \text{ KN}$$

#### • Armatures longitudinales :

#### A L'ELU :

##### 1/ En travée :

#### ❖ Ferrailage en travée

$$M_{max}^t = 16.25 \text{ KN.m.}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.22 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 73.84 > M_{max}^t = 16.25 \text{ KN.m}$$

- ✓ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ( $h \times b$ ).
- ✓  $\mu_{bu} < 0.186$
- ✓ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.25 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$(A'_s = 0) \text{ Et } \varepsilon_s = 10\% \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.046$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_{\max}^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 2.16 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2$$

On remarque que :  $A_{\min} \leq A_s = 2.16 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

On opte pour : **2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>**

### ❖ Ferrailage en appui

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 ( $b_0 \times h$ ).

#### *Ferrailage de l'appui intermédiaire*

$$M_a^{\text{rive}} = 3.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_a^{\max} / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu_{bu} = 10.79 \times 10^{-3} / (0.12 \times 0.22 \times 14.2) = 0.1308$$

$$\mu_{bu} < 0.186$$

Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$(A'_s = 0) \text{ Et } \varepsilon_s = 10 \% \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.16$$

$$\Rightarrow A_s^a = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 1.39 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.12 \times 2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.32 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>

#### ➤ Ferrailage de l'appui de rive

$$M_{a \text{ rive}} = 3.24 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a \text{ max}}}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0.03928$$

$$\mu_{bu} < 0.186$$

Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ Et } \varepsilon_s = 10 \% \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.046$$

$$\Rightarrow A_s^a = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 0.41 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2$$

On remarque que :  $A_{\min} > A_{\min}$  Condition non vérifiée don on ferraille avec  $A_{\min}$ .

On adopte **2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>**

- **Vérifications à ELU :**

**Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$V_u = 18.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{18.98 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.7189 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$  .....condition vérifiée

(Pas de risque de rupture par cisaillement).

**Ferrailage transversal :**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donnée par :

$$\Phi_t \leq \min \{h / 35, b_0/10, \Phi_L\}$$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L=10\text{mm}$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{250/ 35, 120/10, 10\} = 7.14\text{mm}$$

On adopte à un étrier  $\Phi_6$

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2 \Phi_6 = 0.57\text{cm}^2$ .

**Espacement  $S_t$  :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes:

$$1) S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8\text{cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \quad K=1$$

$\alpha = 90^\circ$  (Armatures droites.)

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{12(0.7189 - 0.3 \times 2.1)} = 170.97 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 170.97 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$$

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 12} = 47.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 47.5 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 170.9 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On opte pour **St=20cm**

- **Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ )**

➤ **Au niveau de l'appui intermédiaire :**

➤ On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}] \quad \text{BAEL91 (Art H.IV.2)}$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [18.98 - \frac{10.79}{0.9 \times 0.22}] \times 10^{-3}$$

$\Rightarrow A_l \geq -1.021 \text{ cm}^2 \rightarrow$  L'effort tranchant n'a pas d'influence sur les  $A_l$

➤ **Au niveau de l'appui de rive : on a  $M_u=0$ .**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 18.98 \times 10^{-3} = 0.545 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.545 \text{ cm}^2$$

- **Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \frac{(b-b_0)}{2}}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{18.98 \times 10^{-3} \times \frac{0.65-0.12}{2}}{0.9 \times 0.6 \times 0.22 \times 0.04}$$

$$\tau_u = 0.977 MPa$$

$$\tau_u = 0.977 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.25 MPa.$$

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

- **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$  **BAEL91 (Art E.III.1)**

➤ **En travée :**

$$M_t^{max} = 17.44 KN.m$$

Position de l'axe neutre :  $H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots$  **BAEL91 (Art L.III.3)**

$$H = 65 \frac{4^2}{2} - 15 \times 3.39(24 - 4) = -5.987 cm$$

⇒ H = -5.987 cm < 0 ⇒ L'axe neutre passe par la nervure, calcul comme une section en T

Calcul de y :

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - \left[ \frac{(b - b_0) \times b_0}{2} + 15Ad \right] = 0$$

$$6y^2 + 262.85 y - 4934.7 = 0$$

$$y = 14.18 cm.$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - b_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 14.18^3}{3} - \frac{(65 - 12)}{3} \times (14.18 - b_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = (65 \times 14.18^3) / 3 - (65 - 12) / 3 \times (14.18 - 4)^3 + 15 \times 3.39 \times (22 - 14.18)^2$$

$$I = 46602.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{12.66 \times 14.18 \times 10^3}{46602.98} = 3.85 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL E.III.1})$$

- **En appuis intermédiaires :**

$M_{ser} = -12.66 \text{ KN.m} < 0$  le calcul se fait pour une section ( $b_0 \times h$ )

Position de l'axe neutre :

Calcul de  $y$  :  $(b_0/2) y^2 - 15 A_{st} (d - y) = 0$

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$6y^2 + 23.55y - 518.1 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) :  $y = 7.53 \text{ cm}$

$$I = (b \times y^3) / 3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} \times (7.53)^3 + 15 \times 1.57 \times (22 - 7.53)^2 \Rightarrow I = 14181.67 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{12.66 \times 10^{-3}}{14181.67 \times 10^{-8}} \times 0.0753 = 6.72 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Etat limite de déformation : BAEL91 (Art A.4.6.1)

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL

Stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Evaluation de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15 \times M_0} \rightarrow \frac{h}{l} = 0.048 < \frac{Mt}{15 \times M_0} = 0.054 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = 0.008 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Avec :

$h$  : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment en travée

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

Donc on doit faire une vérification de la flèche

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500}$$

j : Correspond au poids propre du corps creux.

g : Correspond aux charges permanentes avant la mise des cloisons.

p : Correspond aux charges plus surcharges.

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ij}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$  : 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.

$$Q_{jser} = 0.65 \times G' = 0.65 \times 3.36 = 2.184 \text{KN/m}$$

$$Q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.2 = 4.03 \text{KN/m}$$

$$Q_{pser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 \times (6.2+1.5) = 5 \text{KN/m}$$

**Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :  $y = 14.18 \text{cm}$

Moment d'inertie de la section homogène :  $I = 46602.98 \text{ cm}^4$

$$A_s = 3.39 \text{cm}^2$$

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{12 \times \frac{24^2}{2} + (65-12) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.39 \times 24 + 0)}{12 \times 24 + (65-12)4 + 15(3.39 + 0)}$$

$\Rightarrow y_G = 9.07 \text{ cm}$

**Moment d'inertie de la section homogène I0 :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} h^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$\Rightarrow I_0 = 67540 \text{ cm}^4$  (I0 c'est le moment d'inertie de la section totale)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 22} = 0.0128$$

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{0.12}{0.65}\right) 0.0128} = 3.20$$

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots$  Déformation différée.

$\lambda_v = 0.4 \times 3.20 \Rightarrow \lambda_v = 1.28$

**- Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 3.36 = 2.18 \text{ KN/m}$

$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 6.2 = 4.03 \text{ KN/m}$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (6.20 + 1.5) \Rightarrow q_{pser} = 5 \text{ KN/m}$

$$M_{gser} = 0.757 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.757 \times \frac{2.18 \times 5^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 5.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.757 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.757 \times \frac{4.03 \times 5^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 9.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.757 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.757 \times \frac{5 \times 5^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 11.82 \text{ KN.m}$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

Après calcul en troue :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.15 \times (0.22 - 0.1389) \times 10^{-3}}{44317 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 14.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{9.53 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.1389)}{44317 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 26.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{11.82 \times (0.22 - 0.1389) \times 10^{-3}}{44317 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 32.46 \text{ Mpa}$$

- **Inerties fictives (If) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Après calcul en troue :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0128 \times 14.15 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0128 \times 26.16 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0128 \times 32.46 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.024$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 67540}{1 + (3.20 \times 0)} \Rightarrow If_{ip} = 74294 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 67540}{1 + (3.20 \times 0)} \Rightarrow If_{ip} = 74294 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 67540}{1 + (1.28 \times 0)} \Rightarrow If_{ip} = 74294 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 67540}{1 + (3.20 \times 0.024)} \Rightarrow If_{ip} = 6887 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = 0.053 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 0.299 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 0.099 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = 0.133 \text{ cm}$$

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

$$\Delta f_t = 0.297 \text{ cm} \quad \text{Pour une travée inférieure a 5m :}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$f_{adm} > \Delta f_t$                       vérifier

**Ferrailage des poutrelles**

Poutrelles		Mt (KN / ml)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z(m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )
plancher terrasse accessible	En Travée	17.44	0.039039	0.04979	0.215618	2.324242
	Appuis de rive	3.24	0.039285	0.050111	0.21559	0.431854
	Appuis Int	10.79	0.130708	0.175739	0.204535	1.51451
Plancher à usage d'habitation	En Travée	16.25	0.036375	0.046328	0.215923	2.162593
	Appuis de rive	3	0.036375	0.046328	0.215923	0.399248
	Appuis Int	9.99	0.12113	0.161896	0.205753	1.395211

**Récapitulatif du ferrailage des poutrelles à l'ELU dans les différents planchers :**

Poutrelles		A calculé (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	A transversale
plancher terrasse accessible	En Travée	2.324242	1.73	3HA10 =2.37	2Ø6=0.57
	Appuis de rive	0.431854	0.32	1HA10 =0.79	2Ø6=0.57

	Appuis Int	1.51451	0.32	1HA14+1HA8 =2.04	2Ø6=0.57
Plancher à usage d'habitation	En Travée	2.162593	1.73	3HA10 =2.37	2Ø6=0.57
	Appuis de rive	0.399248	0.32	1HA10 =0.79	2Ø6=0.57
	Appuis Int	1.395211	0.32	2HA10 =1.58	2Ø6=0.57

**Vérifications à l'ELU:**

**-Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : (terrasse accessible)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = 18.98 * 10^{-3} / (0.12 * 0.22) = 0.719 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau$  .....condition vérifiée.

**Tableau Vérification au cisaillement :**

Plancher	V (MN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
Plancher à usage d'habitation	$18.98 * 10^{-3}$	0.719	vérifiée
plancher terrasse accessible	$17.58 * 10^{-3}$	0.66	vérifiée

**Vérification des armateurs longitudinaux au voisinage des appuis :**

**Appuis de rive :**

$$A_l \geq \gamma_s / f_e \cdot V_u \Rightarrow A_l \geq 1.15 / 400 * 18.97 * 10^{-3} = 0.545 \text{ cm}^2$$

**Appuis intermédiaire :**

$$A_l \geq (\gamma_s / f_e) * (V_u * M_u) / (0.9 * d)$$

$A_l \geq (1.15 / 400) * (18.98 - 10.79) / (0.9 * 0.22) * 10^{-3} = -1.021 \text{ cm}^2$  l'effort tranchant n'a pas d'influence sur les  $A_l$

**Tableau. Vérification des armatures longitudinales :**

Plancher	$V_u$ (MN)	$(\gamma_s / f_e) * (V_u * M_u) / (0.9 * d)$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Plancher à usage d'habitation	17.58	0.42	2.04	vérifiée
plancher terrasse accessible	18.98	-1.02	1.58	vérifiée

**Tableau. Vérification des états limite de compression du béton**

Plancher	En travée			En appuis			$\sigma$ (MPa)
	$M_t$ (KN.m)	$I \cdot 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPa)	$M_a$ (KN.m)	$I \cdot 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPa)	
Plancher à usage d'habitation	11.77	1.28	3.29	7.23	7.42	8.86	vérifiée
plancher terrasse accessible	17.44	4.66	4.03	-12.66	1.42	6.72	vérifiée

La vérification à l'état limite de déformation du béton pour tous les planchers est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau III.32. Vérification des états limite de déformation :**

Désignation	$I_{fj}$	$I_{fg}$	$I_{fp}$	$I_{fv}$	$f_{ij}$	$f_{ig}$	$f_{ip}$	$f_{vg}$	$\Delta f$	$f_{adm}$	Observation
	$m^4$										
Plancher à usage d'habitation	2.58	1.97	1.8	3.5	0.15	0.34	0.45	0.54	0.49	1	vérifiée
plancher terrasse accessible	7.4294	7.43*10 <sup>-4</sup>	6.88	7.43	0.053 cm	0.099 cm	0.133	0.299	0.279	1	vérifiée
Désignation	$\lambda_i$	$\rho$		$\lambda_v$	$\sigma_j$	$\sigma_g$	$\sigma_p$	$\mu_j$		$\mu_g$	$\mu_p$
	$m^4$										
Plancher à usage d'habitation	8.56*10 <sup>-3</sup>	4.8		1.92	114	191.69	242.64	0.389		0.575	0.65
plancher terrasse accessible	1.28*10 <sup>-2</sup>	3.2		1.28	14.15	26.16	32.46	0		0	0.024

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
terrasse accessible	<p>1HA12 Étrier Ø6 1HA10 2HA12</p>	<p>1HA10 Étrier Ø6 1HA10 2HA12</p>	<p>2HA12 Étrier Ø6 1HA10 2HA12</p>
Étage courant	<p>1HA10 Étrier Ø6 3HA10</p>	<p>1HA10 Étrier Ø6 3HA10</p>	<p>2HA10 Étrier Ø6 3HA10</p>

3.3. LES DALLES PLEINES

3.3.1. Panneau (Dalle sur 2 appuis balcon) :

$$G = 4.78kN / m^2$$

$$Q = 3.5KN / m^2$$

$$\left. \begin{matrix} L_x = 1.15m \\ L_y = 2.92m \end{matrix} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.039 < 0.4$$

On prend : e = 15 cm

La dalle travaille selon un seul sens « l<sub>x</sub> »

3.3.1.1 Calcul a L'ELU

$$q_U = 1.35G + 1.5Q = 11.70KN / m^2$$

Q<sub>g</sub> = 1 KN (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 KN/ml.$$

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{8} + Q_{gu} \times l$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{gu}$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l$$

$$M_U = \frac{11.70 \times 1.15^2}{2} + 1,35 \times 1.15 = 9.28KN.m.$$

$$M_s = \frac{8.28 \times 1.15^2}{2} + 1.15 = 6.62KN.m.$$

$$V_u = 11.7 \times 1.15 + 1,35 = 14.80KN.$$

3.3.1.2. Ferrailage

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire :

$$b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 12 cm ; f_{c28} = 25 MPa \Rightarrow f_{bu} = 14,20 MPa$$

Tableau 3.15. Calcul des armatures principales pour la dalle.

Mu(KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )
9.28	0.045	0.058	0.117	2.27

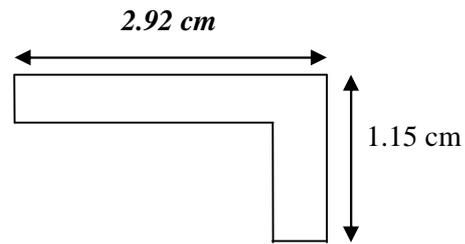


Figure.3.3. Panneau de dalle (balcon)

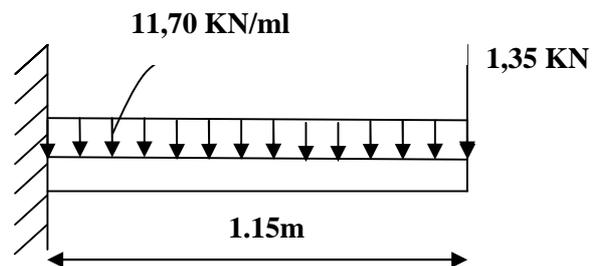


Figure 3.4 .schéma statique de la dalle

- **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 \times 10^{-4} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{calculé}} = 2.27 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

On adopte une section :  $A = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \text{ On opte pour : } S_t = 30 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{2.36}{3} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour :  $S_t = 25 \text{ cm}$

### 3.3.1.3. Les vérifications

- ❖ **A l'ELU**

- **l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : Tel que  $\tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,123 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{condition vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

- ❖ **A l'ELS**

- **La contrainte dans le béton**

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l = \frac{8.28 \times 1.15^2}{2} + 1.15 = 6.62 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 ;$$

$$\Rightarrow y = 2.58 \text{ cm} ;$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3227.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.62 \times 10^{-3}}{3227.27 \times 10^{-8}} \times 0.0258 = 5.3 \text{ MPa}$$

⇒  $\sigma_{bc} = 5.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Vérifiée

• **La contrainte dans l'acier**

On a : Fissuration peut nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta} \times f_{tj}) \right] = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{6.62 \times 10^{-3}}{3227.27 \times 10^{-8}} (0,12 - 0,0258) = 289.84 \text{ MPa} > 201,6 \text{ MPa.}$$

La condition est non vérifiée donc on augmente la section d'armature

On prend 4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>/ml dans le sens principale et 4T10 dans le sens secondaire.

• **Vérification de La flèche :**

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{(100 \times 12) \times 10^{-4}} = 0,0037 \leq \frac{f_{bu}}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{1.15} = 0,13 > \frac{M_t}{10 \times M_o} = 0,05$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

- **Schéma de ferrailage dalle pleine sur 2 appuis**

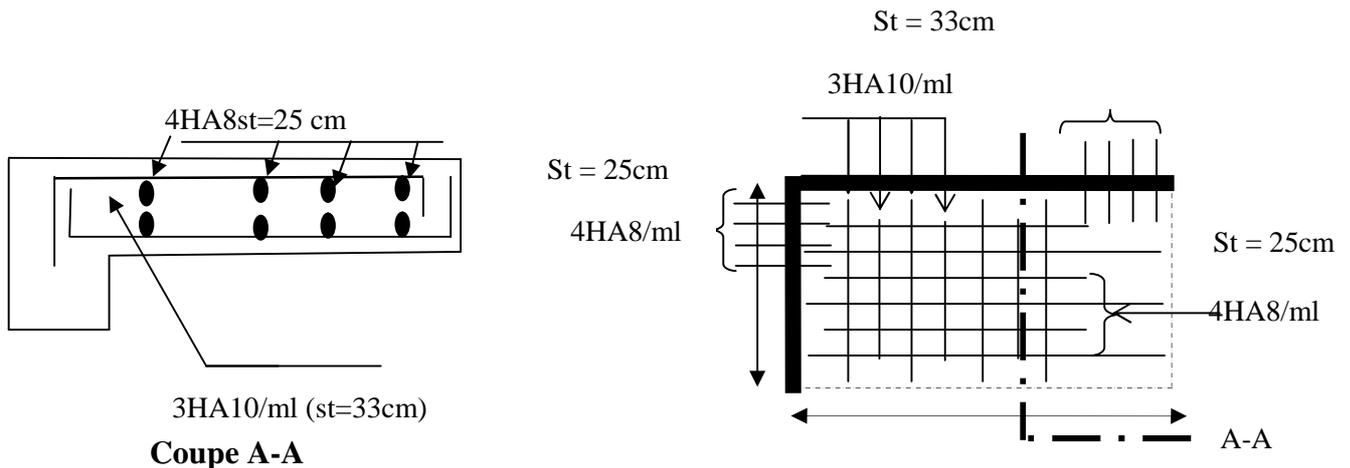


Figure.3.5. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

3.3.2. Panneau (Dalle sur 2 appuis pour les balcons a coté de la cage d'escalier)

$$G = 4.78 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

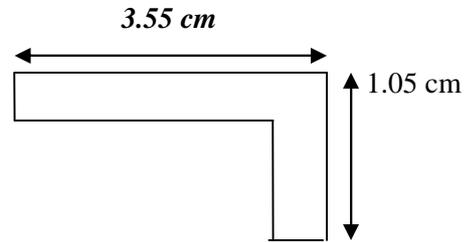


Figure 3.6. Panneau de dalle (balcon)

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.05 \text{ m} \\ L_y = 3.55 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.29 < 0.4$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

La dalle travaille selon un seul sens «  $l_x$  »

3.3.2.1. Calcul a L'ELU

$$q_U = 1.35G + 1.5Q = 11.70 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$q_g = 1 \text{ KN}$  (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml.}$$

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + q_{gu} \times l$$

$$Vu = Pu \times l + qgu$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} + Q_{gs} \times l$$

$$M_U = \frac{11.70 \times 1.05^2}{2} + 1,35 \times 1.05 = 7.87 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = \frac{8.28 \times 1.05^2}{2} + 1.05 = 5.61 \text{ KN.m.}$$

$$Vu = 11.7 \times 1.05 + 1,35 = 13.63 \text{ KN.}$$

3.3. 2.2. Ferrailage :

➤ Armatures principales

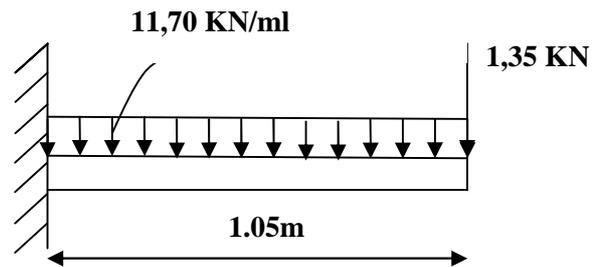


Figure 3.7. Schéma statique de la dalle

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$$

**Tableau 3.15.** Calcul des armatures principales pour la dalle.

Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )
7.87	0.038	0.049	0.118	1.92

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 \times 10^{-4} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{calculé}} = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

On adopte une section : A = 3T10=2.36 cm<sup>2</sup>/ml

3.3.2.3. Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \text{ On opte pour : } S_t = 30 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{2.36}{3} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour : S<sub>t</sub> = 25cm

3.3.2.4. Les vérifications

❖ **A l'ELU**

- **l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : Tel que :  $\tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,123 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{condition vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

❖ **A l'ELS**

- **La contrainte dans le béton**

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

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{8} + Q_{gs} \times l = 2.29 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 ;$$

$$\Rightarrow y = 2.58 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3227.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.29 \times 10^{-3}}{3227.27 \times 10^{-8}} \times 0.0258 = 5.3 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **La contrainte dans l'acier**

On a : Fissuration peut nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.29 \times 10^{-3}}{3227.27 \times 10^{-8}} (0,12 - 0,0258) = 100.26 \text{ MPa} < 201,6 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

On prend 4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>/ml dans le sens principale et 4T10 dans le sens secondaire.

• **Vérification de La flèche :**

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{(100 \times 12) \times 10^{-4}} = 0,0037 \leq \frac{f_{bu}}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{1.15} = 0,13 > \frac{Mt}{10 \times Mo} = 0,05$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

- Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis

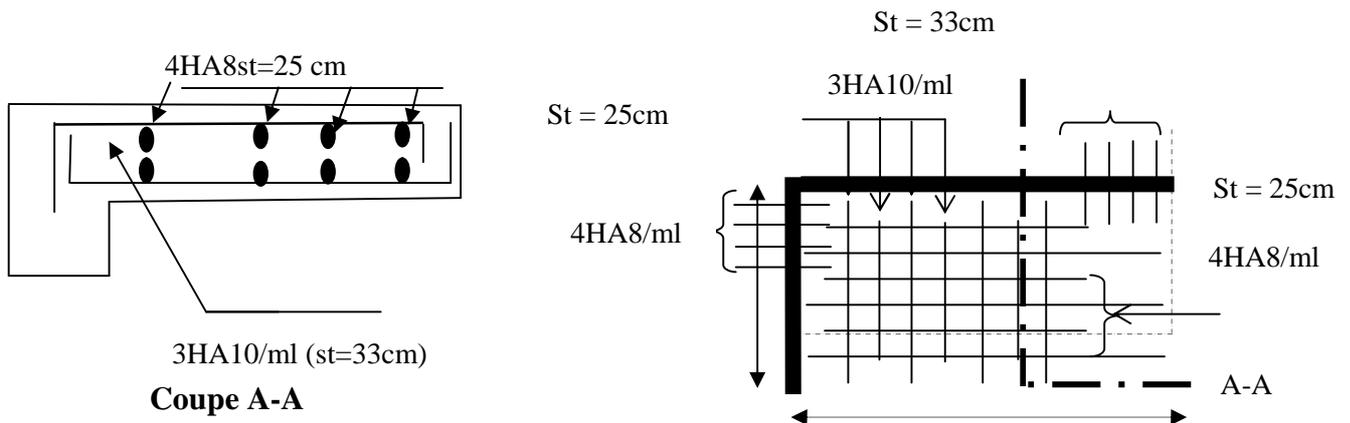


Figure 3.8. Schéma de ferrailage de la dalle pleine

3.3.3. Panneau (Dalle sur 3 appuis)

3.3.3.1. Méthode de calcul

Pour les dalles sur 3 appuis, le calcul se fait par la théorie des lignes de rupture.

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_y = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

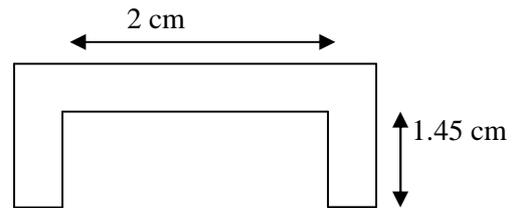


Figure.3.9.Panneau de dalle (3appuis)

3.3.3.2. Calcul des sollicitations

$$\frac{L_y}{2} = \frac{2}{2} = 1 \Rightarrow L_x > L_y / 2$$

Donc :

$$\begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

On a:  $G = 4.78 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 11.70 \text{ KN/m}$

$$P_s = G + Q = 6.27 + 3.5 = 8.28 \text{ KN/m}$$

3.3. 3.3. Ferrailage à l'E.L.U :

$$\begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} = 3.90 \text{ KN.m} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} = 4.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 3.89 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 3.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ En appuis

$$M_{ay} = M_{ax} = -0.5 M_{0y} = -2.76 \text{ KN.m}$$

Tableau.3.16. Ferrailages dalle sur 3 appuis

Position	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	A adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	Selon x	3.89	0.019	0.024	0.1188	0.946	4HA8
En travée	Selon y	3.31	0.016	0.020	0.1190	0.790	3HA8
En appui	Selon x/y	2.29	0.011	0.0140	0.1193	0.550	3HA8

• Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.37 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ A_y^{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

3.3.3.4. Calcul de l'espacement des armatures

• En travée

**Lx:**  $St \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$  Donc:  $St \leq 33 \text{ cm}$ ; on opte:  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Ly:**  $St \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$  Donc:  $St \leq 45 \text{ cm}$ ; on opte:  $S_t = 33 \text{ cm}$

- **En appui**

**Lx et Ly:** on opte pour:  $S_t=33cm$

### 3.3.3.5. Vérification a l'E.L.U :

- **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167MPa$

$$\rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} V_u^x = \frac{(p_u \times l_x)}{2} \times \frac{l_y^4}{(l_x^4 + l_y^4)} = 6.64KN \\ V_u^y = \frac{(p_u \times l_y)}{2} \times \frac{l_x^4}{(l_x^4 + l_y^4)} = 1.85KN \end{cases}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{6.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_{max} = 0.055MPa < \bar{\tau} = 0.07 \times (f_{c28} / \gamma_b) = 1.167MPa$$

Condition Vérifiée

### 3.3.3.6. Vérification a l'E.L.S

- **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 2.76KN.m \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 3.24 = 2.35KN.m \\ M_{0y} = 3.24KN.m \Rightarrow M_{sery} = 0.85 \times 2.76 = 2.75KN.m \end{cases}$$

#### ❖ Travée // L<sub>x</sub> :

✓ **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

On trouve : **y = 0.0145m**

✓ **Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2$$

$$I = 3459.39 \times 10^{-8} m^4$$

✓ Vérification de  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.983 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \text{ vérifié.}$$

❖ Travée //à  $L_Y$

✓ Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0$$

Racine d'équation seconde degré :  $y = 0.0156m$

✓ Calcul de I

$$\frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \rightarrow I = 2595.25 \times 10^{-8} m^4$$

✓ Vérification de  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.73 MPa < 15 MPa \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

- Etat limite de déformation :

❖ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

✓ Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right] \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$\frac{0.15}{1.45} = 0.103 > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{2.346}{20 \times 2.76} \right] = 0.0425 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{2.01}{120} = 0.001675 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

✓ Sens y-y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \right]$$

$$\frac{0.15}{2} = 0.075 > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{2.75}{20 \times 3.24} \right] = 0.04 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{1.51}{120} = 0.0012 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

- Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

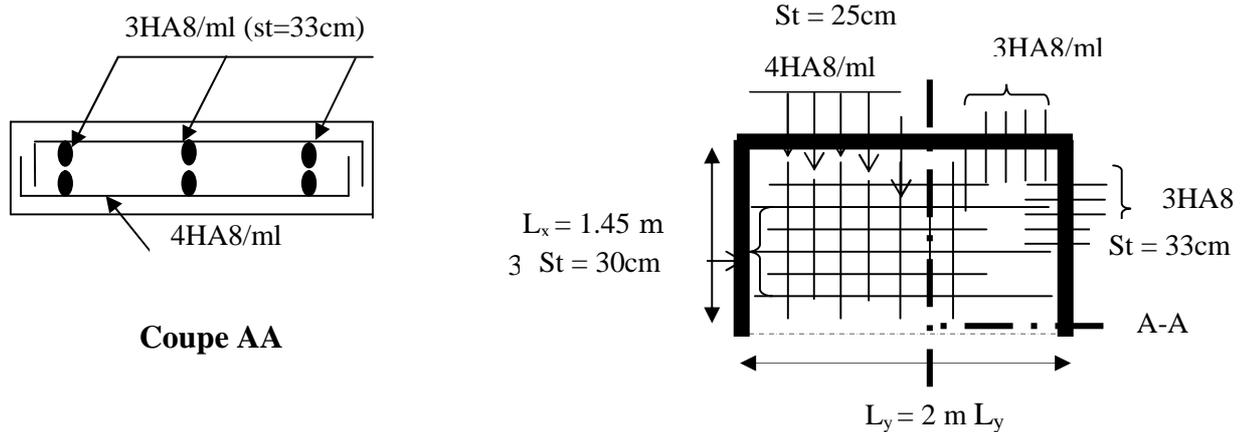


Figure.3.9. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

3.3.4. Panneau (Dalle sur 3 appuis)

3.3. 4.1. Méthode de calcul :

Pour les dalles sur 3 appuis, le calcul se fait par la théorie des lignes de rupture.

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

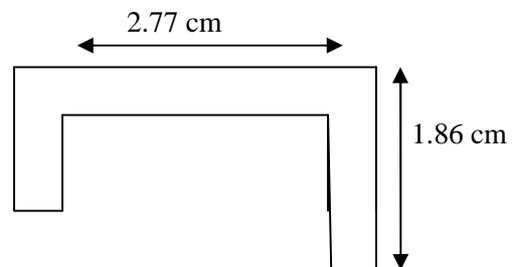


Figure.3.10. Panneau de dalle (3 appuis)

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_y = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

**3.3.4.2. Calcul des sollicitations**

$$\frac{L_y}{2} = \frac{2.77}{2} = 1.38m \Rightarrow L_x > L_y/2$$

Donc :

$$\begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

On a:  $G = 4.78 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 11.70 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q = 6.27 + 3.5 = 8.28 \text{ KN/m}$

**3.3.4.3. Ferrailage à l'E.L.U :**

$$\begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} = 10.36 \text{ KN.m} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} = 10.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En travée**

$$\begin{cases} M_{lx} = 0.85 M_{0x} = 8.806 \text{ KN.m} \\ M_{ly} = 0.85 M_{0y} = 8.933 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En appuis**

$M_{ay} = M_{ax} = -0.5 M_{0y} = -3.655 \text{ KN.m}$

**Tableau.3.17. Ferrailages dalle sur 3 appuis**

Position	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	A adopté ( $\text{cm}^2\text{/ml}$ )
En travée	Selon x	3.89	0.043	0.055	0.1173	2.156	4HA10
En travée	Selon y	3.31	0.044	0.055	0.1173	2.1173	4HA10
	Selon x/y	2.29	0.018	0.022	0.1189	0.885	3HA8

- **Condition de non fragilité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \\ A_x^{min} = 1.398 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots\text{vérifié.} \\ A_y^{min} = 1.2 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots\text{Vérifié.} \end{array} \right.$$

### 3.3.4.4. Calcul de l'espacement des armatures

- **En travée**

**Lx:**  $St \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$  Donc:  $St \leq 33 \text{ cm}$ ; on opte:  $S_t=25\text{cm}$

**Ly:**  $St \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$  Donc:  $St \leq 45\text{cm}$ ; on opte:  $S_t=25\text{cm}$

- **En appui**

**Lx et Ly:** on opte pour:  $S_t=33\text{cm}$

### 3.3.4.5. Vérification a l'E.L.U :

- **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\text{MPa}$

$$\rho > 0.4 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_u^x = \frac{(p_u \times l_x)}{2} \times \frac{l_y^4}{(l_x^4 + l_y^4)} = 9.042\text{KN} \\ V_u^y = \frac{(p_u \times l_y)}{2} \times \frac{l_x^4}{(l_x^4 + l_y^4)} = 2.74 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{6.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_{max} = 0.075\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.07 \times (f_{c28} / \gamma_b) = 1.167\text{MPa}$$

Condition Vérifiée

### 3.3.4.6. Vérification a l'E.L.S

- **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 7.33 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 3.24 = 6.23 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 7.44 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 0.85 \times 2.76 = 6.32 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ Travée //  $L_X$  :✓ Calcul de  $y$  :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

On trouve :  $y = 0.47m$

✓ Calcul de  $I$  :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2$$

$$I = 6264.97 \times 10^{-8} m^4$$

✓ Vérification de  $\sigma_{bc}$ 

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.467 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \text{ vérifié.}$$

❖ Travée //à  $L_Y$  :✓ Calcul de  $y$ 

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0$$

Racine d'équation seconde degré :  $y = 0.47 m$

✓ Calcul de  $I$ 

$$\frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \rightarrow I = 6264.97 \times 10^{-8} m^4$$

✓ Vérification de  $\sigma_{bc}$ 

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.467 MPa < 15 MPa \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

- *Etat limite de déformation :*

## ❖ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée:

## ✓ Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \right] \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$\frac{0.15}{1.86} = 0.08 > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{7.33}{20 \times 10.36} \right] = 0.035 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{3.14}{120} = 0.0026 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

✓ Sens y-y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \right]$$

$$\frac{0.15}{1.86} = 0.08 > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{7.33}{20 \times 10.36} \right] = 0.035 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{3.14}{120} = 0.0026 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

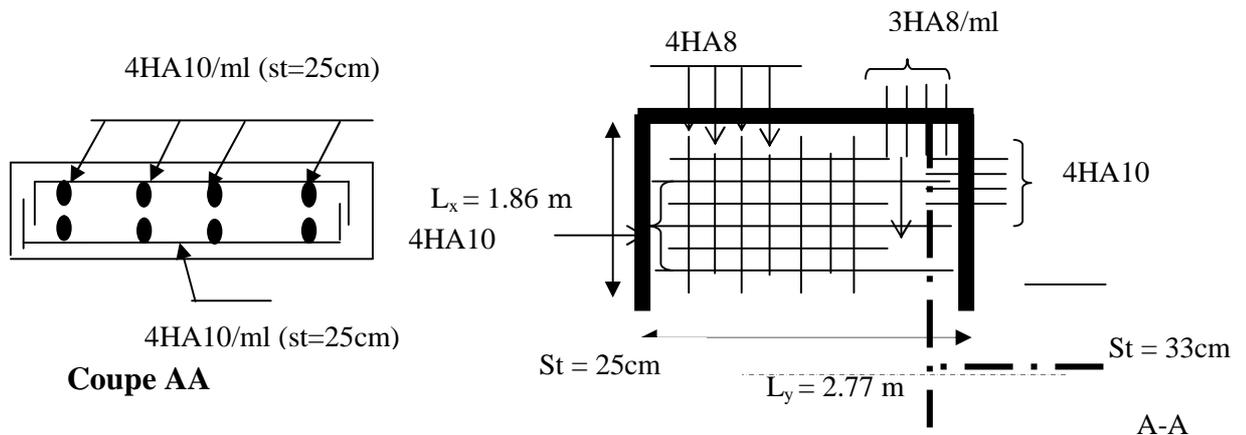


Figure 3.11. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

3.3.5. Panneau (Dalle sur 3 appuis)

3.3. 5.1. Méthode de calcul

Pour les dalles sur 3 appuis, le calcul se fait par la théorie des lignes de rupture.

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

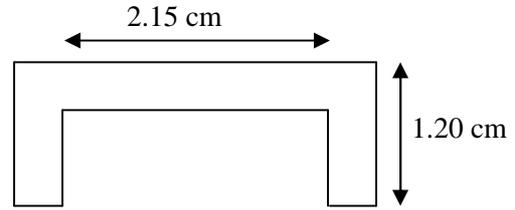


Figure.3.12.Panneau de dalle (3appuis)

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_y = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

$$\frac{L_y}{2} = \frac{2.77}{2} = 1.38m \Rightarrow L_x > L_y/2$$

Donc :

$$\begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

On a:  $G = 4.78 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 11.70 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q = 6.27 + 3.5 = 8.28 \text{ KN/m}$

3.3.5.2. Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} = 3.27 \text{ KN.m} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} = 4.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 4.11 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 2.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ En appuis

$$M_{ay} = M_{ax} = -0.5M_{0y} = -2.42 \text{ KN.m}$$

Tableau3.18.Ferrailages dalle sur 3 appuis

Position	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	Selon x	4.11	0.020	0.025	0.11	0.99	4HA8
En travée	Selon y	2.78	0.013	0.017	0.11	0.67	3HA8
En appui	Selon x/y	2.42	0.011	0.014	0.11	0.58	3HA8

- Condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{min} = 1.37 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ A_y^{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

3.3.5.3. Calcul de l'espacement des armatures

- En travée

**Lx:**  $St \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$  Donc:  $St \leq 33 \text{ cm}$ ; on opte:  $S_t=25\text{cm}$

**Ly:**  $St \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$  Donc:  $St \leq 45\text{cm}$ ; on opte:  $S_t=33\text{cm}$

- En appui

**Lx et Ly:** on opte pour:  $S_t=33\text{cm}$

3.3.5.4. Vérification a l'E.L.U :

- L'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$

$$\rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} V_u^x = \frac{(p_u \times l_x)}{2} \times \frac{l_y^4}{(l_x^4 + l_y^4)} = 6.40 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{(p_u \times l_y)}{2} \times \frac{l_x^4}{(l_x^4 + l_y^4)} = 1.12 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{6.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.053 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.07 \times (f_{c28} / \gamma_b) = 1.167 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée

### 3.3. 5.5. Vérification à l'E.L.S

- **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{0,x} = 7.33 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 3.24 = 6.23 \text{ KN.m} \\ M_{0,y} = 7.44 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 0.85 \times 2.76 = 6.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ❖ **Travée // L<sub>X</sub> :**

- ✓ **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

On trouve : **y = 0.014m**

- ✓ **Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2$$

$$I = 3459.39 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.467 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifié.}$$

- ❖ **Travée // à L<sub>Y</sub> :**

- ✓ **Calcul de y**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0$$

Racine d'équation seconde degré :  $y = 0.0156m$

✓ Calcul de I

$$\frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \rightarrow I = 2595.25 \times 10^{-8} m^4$$

✓ Vérification de  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.18 MPa < 15 MPa \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

3.3.5.6. Etat limite de déformation

❖ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée:

✓ Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \right] \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$\frac{0.15}{1.20} = 0.125 > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{2.91}{20 \times 3.43} \right] = 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{2.01}{120} = 0.0016 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

✓ Sens y-y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \right]$$

$$\frac{0.15}{1.20} = 0.125 > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{1.96}{20 \times 2.31} \right] = 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{1.51}{120} = 0.0012 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

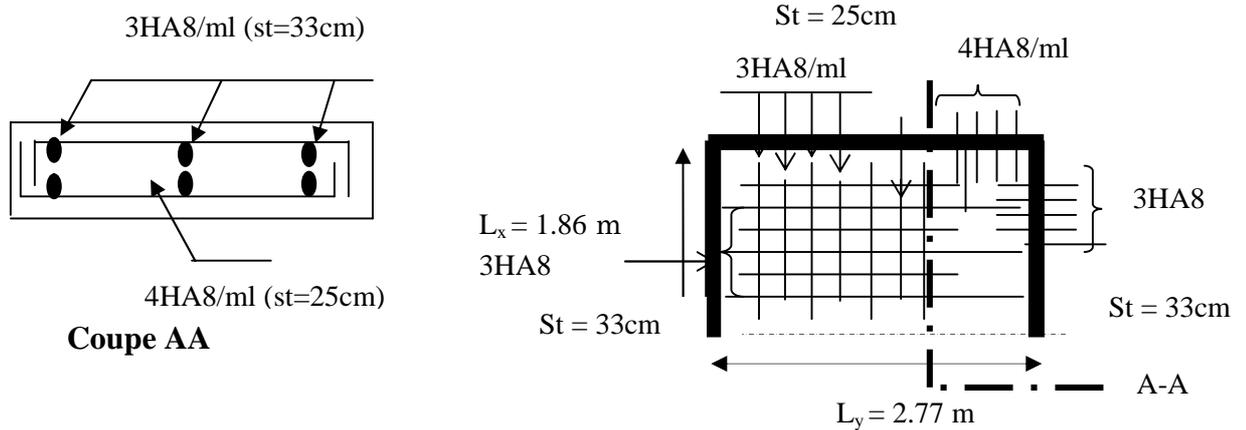


Figure 3.13. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

**3.4. ETUDE DES ESCALIERS :**

**3.4.1. Les Volées I et III :**

➤ **Les chargements :**

On a:  $G_v = 7.83 \text{ KN/m}^2$ ;  $G_p = 4.40 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Avec :  $G_v$  : poids propre de la volée.

$G_p$  : poids propre de palier.

➤ **Combinaison des charges**

ELU :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 14.32 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 9.69 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_v = G_v + Q = 10.33 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G_p + Q = 10.33 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G_p + Q = 6.90 \text{ KN} / \text{m}$$

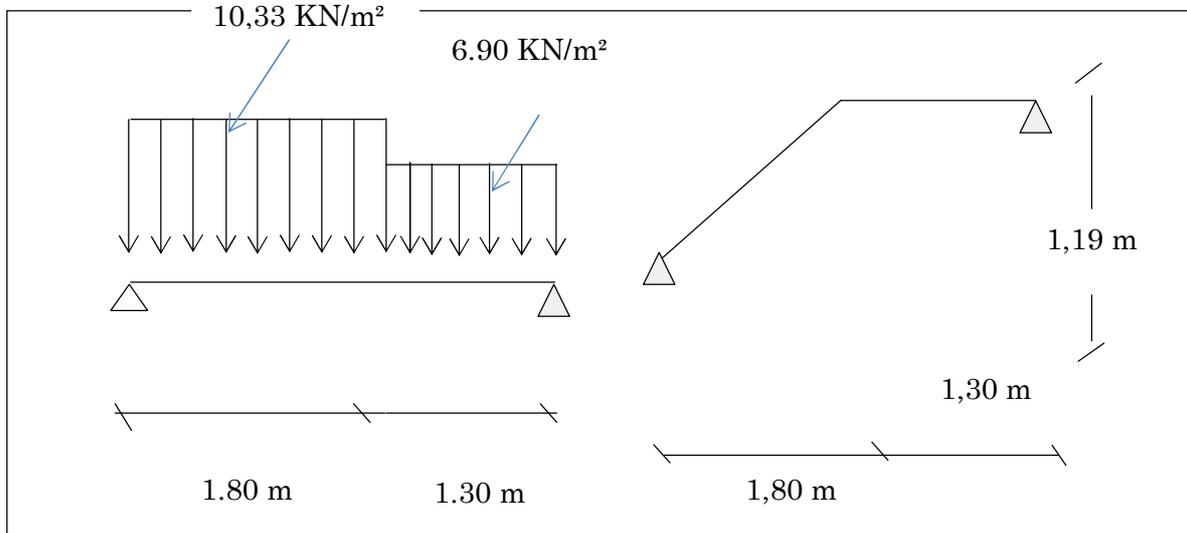


Figure 3.14. Schéma statique de l'escalier.

➤ **Les réactions :**

$$R_a + R_b = 38.37 \text{ KN.}$$

$$R_A = 20.93 \text{ KN, } R_B = 17.44 \text{ KN.}$$

$$M_x = 20.93 \times x - 14.05 \times 2.16 \times (x - 2.16 \times 0.5) - 9.987 \times 0.5 \times (x - 2.16)^2 \quad dM_x / dx = 0$$

$$\text{Donc : } x_0 = 1.15 \text{ m}$$

$$M^{\max}_0 = M(1.15) = 15.3 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 20.93 \text{ KN}$$

Moment en travée et appui :

$$M^t = 0.75 \times 15.30 = 11.47 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 \times 15.30 = 7.65 \text{ KN.m}$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 3.19. Sollicitation à l'E.L.U des volées I et III.

Elément	$M_0$ (KN.m)	$M^t$ (KN.M)	$M_a$ (KN.m)	$V_u$ (KN.m)
ELU	15.3	11.047	7.65	20.93
ELS	11	9.35	4.40	18.09

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section  $(bxh) = (100 \times 12) \text{ cm}^2$

Tableau 3.20. Ferrailage des volées I et III.

Elément	M (KN/M)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	St(cm)
Travée	11.47	0.081	0.105	0.095	3.44	1.20	7HA10=5.35	15
Appui	7.65	0.054	0.060	0.097	2.26	1.20	7HA10=5.35	15

➤ **Calcul des sections des armatures de répartitions**

En travée :  $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml

En appuis :  $A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml

• **Vérification des espacements :**

Travée :  $S_t \leq \text{Min}(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$

Appuis :  $S_t \leq \text{Min}(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armature de répartition :  $S_t \leq \text{Min}(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$

➤ **Vérifications à l'E.L.U :**

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

**Fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{20.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.209 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ C'est vérifié} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

• **Etat limite de compression du béton :**

✓ **En travée :**

$$R_a = 15.07 \text{ KN et } R_b = 12.48 \text{ KN ; } M_0 = 11 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{tel que : } M_{ser.t} = 0.85 \times 15.07 = 9.35 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad y \rightarrow 0.0306 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A (d-y)^2 \quad \rightarrow I = 4.22 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.t}}{I} y = 6.80 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.t}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{tel que : } M_{ser.a} = 0.5 \times 11 = 4.40 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad \rightarrow y = 0.0306 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A (d-y)^2 \quad \rightarrow I = 3.365 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.t}}{I} y = 3.56 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**
- **Vérification de l'état limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{12}{310} = 0.038\right) < \left(\frac{1}{16} = 0.0625\right)$$

$$\left(\frac{h}{l} = 0.038\right) < \left(\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9.35}{10 \times 11}\right) = 0.085$$

$$\left(\frac{A}{b \times d} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{1 \times 0.10}\right) = 0.0045 \leq \left(\frac{4.2}{f_e} = 0.0105\right)$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91. Les résultats obtenus sont présentés

➤ **Calcul des sollicitations :**

Les charges  $G_v$  (de la volée) et  $G_p$  (de palier) peuvent être remplacées par une charge équivalente (une approximation) :

$$G_{eq} = \frac{(G_v \times L_v) + (G_p \times L_p)}{L_{Total}}$$

➤ **Evaluation des moments en travée :**

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

**Propriété de la section :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho}$$

➤  $\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i$  ... .. *Déformation différée*

➤  $E_i = 32164.2$  ... Module de déformation longitudinale instantané du béton.

➤  $E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4$ MPa Module de déformation longitudinale différée du béton.

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

➤ **Inerties fictifs ( $I_f$ ) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad ; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad ; \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad ; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} \quad ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}}$$

➤ Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

$$\rho = 0.004 \quad y = 3.06 \text{cm}, \quad I = 4.22 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \quad ; \quad \lambda_i = 4.64 \quad ; \quad \lambda_v = 1.86 \quad ; \quad I_0 = 0.0012 \text{ m}^4$$

**Tableau.3.21.** Calcul de la flèche des volée I et III d'escalier type 1.

$q_j$ (KN/ml)	$M_{jser}$ (KN.m)	$I_{f_j}$ ( $m^4$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$\mu_j$	$f_{ji}$ (mm)
<b>3.35</b>	2.32	0.0013	57.30	0	0.051
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I_{f_g}$ ( $m^4$ )	$\sigma_g$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gi}$ (mm)
<b>4.15</b>	4.42	0.0091	109.09	0.09	0.14
$q_p$ (KN/ml)	$M_{pser}$ (KN.m)	$I_{f_p}$ ( $m^4$ )	$\sigma_p$ (MPa)	$\mu_p$	$f_{pi}$ (mm)
<b>8.89</b>	6.07	0.0006	149.67	0.23	0.28
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I_{f_{gv}}$ ( $m^4$ )	$\sigma_{gv}$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gv}$ (mm)
<b>4.15</b>	4.42	0.0011	109.67	0.09	0.35

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad \Delta f_t = 0.436 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm}$$

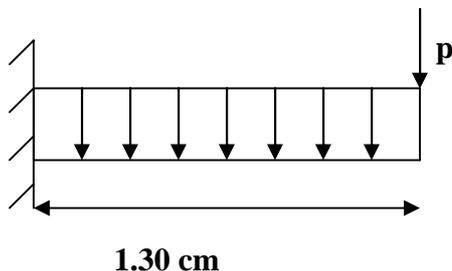
Pour une travée inférieure a 5m

$$f_{adm} > \Delta f_t \text{ vérifier}$$

➤ Les sollicitations à l'ELU

✓ La volée II :

➤ Dalle sur un seul appui (une console)



**Figure 3.15.** Schéma statique de la dalle

a) Evaluation des charges :

$$G_v = 7.83 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 14.32 \text{ KN / ml}$$

$$P_s = G + Q = 10.33 \text{ KN/ml}$$

$P = \gamma \times e \times h = 20 \times 0.12 \times 1 = 2.40 \text{ KN/ml}$  (la charge concentrée due au poids propre de garde de corps).

$$P_u = 1,35 \times 2.4 = 3.24 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 2.40 \text{ KN/ml.}$$

**b) Les sollicitations :**

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + P_u \times l$$

$$\Rightarrow M_U = \frac{14.32 \times 1.3^2}{2} + (3.24 \times 1.3) \Rightarrow M_U = 13.31 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (P_u \times l) + P_u \Rightarrow V_u = (14.32 \times 1.30) + 3.24 \Rightarrow V_u = 16.31 \text{ KN}$$

**c) Ferrailage :**

• **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100\text{cm}, h = 12\text{cm}, d = 10\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa.}$$

**Tableau .3.22. Le ferrailage de la volée II.**

Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
16.31	0.144	0.152	0.009	4.99	0.96	5HA12	20

• **Armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{5.56}{3} = 1.88 \text{ cm}^2 \text{ On opte } A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification :**

• **A l'ELU :**

➤ **L'effort tranchant :** Il faut vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_s} \times f_{c28}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.86 \times 10^3}{1 \times 0.1} = 0.22\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.16\text{MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.12 \times 10^{-4} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{calculé}} = 4.99 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots$ c'est vérifié.

On adopte une section :  $A = 5T12 = 5.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **A l'ELS**

**La contrainte dans le béton :**

$$P_s = G + Q = 10.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b M_s = \frac{M_{ser}}{I} = 10.31 \text{ KN} . \text{m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$y = 2.92 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.422 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 254.25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **La flèche :**

$$\left( \frac{h}{l} = \frac{12}{130} = 0.0923 \right) > \left( \frac{1}{16} = 0.0625 \right).$$

$$\left( \frac{h}{l} = 0.0923 \right) < \left( \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10.31}{10 \times 10.31} = 0.1027 \right).$$

$$\left( \frac{A}{b \times d} = \frac{5.56 \times 10^{-4}}{1 \times 0.10} = 0.0055 \right) \leq \left( \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \right).$$

La 2<sup>ème</sup> conditions ni pas vérifiées donc on doit vérifier la flèche.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

$$\rho = 0.0056 \quad y = 3.35 \text{ cm}, I = 5 \times 10^{-5} \text{ m}^4; \lambda_1 = 3.72; \quad \lambda_v = 1.48; \quad I_0 = 0.0012 \text{ m}^4$$

**Tableau 3.23.** Calcul de la flèche des volée I et III.

$q_j$ (KN/ml)	$M_{jser}$ (KN.m)	$I_{f_j}$ ( $cm^4$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$\mu_j$	$f_{ji}$ (mm)
<b>3.35</b>	2.52	133492	57.30	0	0.0635
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I_{f_g}$ ( $m^4$ )	$\sigma_g$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gi}$ (mm)
<b>4.15</b>	4.52	94291	109.09	0.11	0.1610
$q_p$ (KN/ml)	$M_{pser}$ (KN.m)	$I_{f_p}$ ( $m^4$ )	$\sigma_p$ (MPa)	$\mu_p$	$f_{pi}$ (mm)
<b>8.89</b>	1.30	133492	149.67	0	0.0328
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I_{f_{gv}}$ ( $m^4$ )	$\sigma_{gv}$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gv}$ (mm)
<b>4.15</b>	4.52	114458	109.67	0.11	0.3979

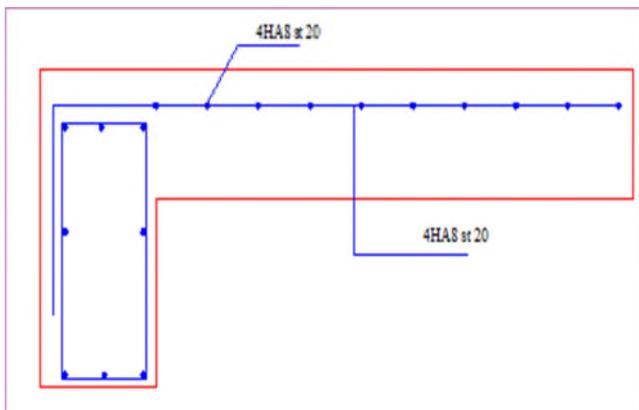
$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad \Delta f_t = 0.206mm$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{310}{500} = 0.62cm$$

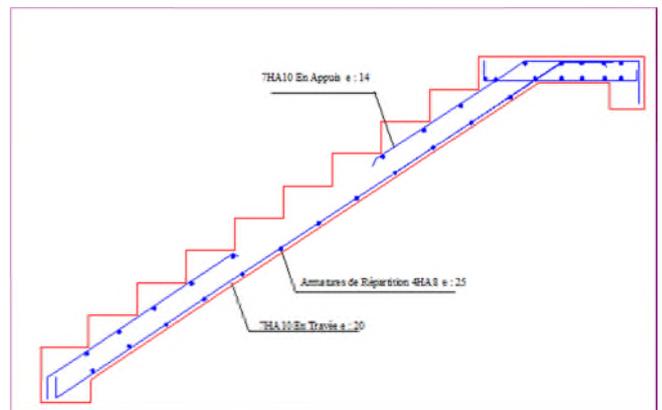
Pour une travée inférieure a 5m

$$f_{adm} > \Delta f_t \text{ vérifier}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure 3.16.**schéma de ferrailage



**Figure 3.17.**schéma de ferrailage

### 3.5. ETUDE DE LA POUTRE BRISEE

#### 3.5.1. Pré dimensionnement :

$$\theta = 37.07^\circ$$

$$L = (0.9 / \cos 37.07) + 1.3 = 2.43 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow 16.2 \text{ cm} \leq h \leq 24.3 \text{ cm}$$

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

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{RPA.VII.7.5}) \quad \text{On prend : } h = 35 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm}$$

$$0.25 \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

#### 3.5.2. Calcul de la poutre brisée à la flexion simple

✓ Les charges sur la poutre :

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = (0.30 \times 0.35) \times 25 = 2.62 \text{ KN / m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point A

$$\text{ELU : } R_a = 20.93 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_a = 12.48 \text{ KN}$$

❖ Les sollicitations :

$$P_u = 1.35 g_0 + R_a$$

$$P_u = 24.46 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 18.05 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 15.35 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_0 = -9.02 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 29.72 \text{ KN}$$

#### 3.5.3. Calcul de la section d'armature a la flexion simple

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 30 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau.3.24. ferrailage de la poutre brisé a la flexion simple

Position	$\mu_{bu}$	$A$	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	0.04	0.051	0.29	1.50	1.08
Appui	0.03	0.020	0.20	0.87	1.08

On opte pour 3HA12=3.39 cm<sup>2</sup> en travée et en appui 3HA12=3.39cm<sup>2</sup>

### 3.5.4 Vérification à l'ELU

#### ❖ l'effort tranchant

$$V_u = 29.72 \text{ KN} \Rightarrow \left\{ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29.72 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.30} = 0.33 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau^{adm} = \min (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \text{ C'est vérifiée}$$

#### ❖ Calcul de l'espacement $S_t$ :

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 27 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 150.66 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = -137.75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$  en travée

$S_t = 10 \text{ cm}$  En appuis

### 3.5.4. Vérifications à L'ELS

$$P_s = g_0 + R_a$$

$$P_s = 23.55 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 17.38 \text{ KN.m}$$

$$M^i = 0,85 M_0 = 14.77 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0,5 M_0 = -8.69 \text{ KN.m}$$

✓ **Etats limite de compression de béton :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.3.25. Résultats de calcul des contraintes de béton**

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)
Travées	14.77	7.32	22131	4.88	15
Appuis	8.69	8.19	27470	2.56	15

**Etat limite de déformation :**

Les deux conditions sont vérifiées implique qu'il y a pas lieu d'évaluer la flèche.

$$h \geq \max \left( \frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 M_0} \right) \times l \dots \text{Vérifiée} \quad A_s < \frac{4.2 \times d \times b_0}{f_e} \dots \text{Vérifiée}$$

**3.5.5. Calcul de la section d'armature a la torsion :**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée  
C'est le moment d'appui de l'escalier.

**3.5.5.1. Calcul du moment de torsion :**

$$M^{torsion} = R_a \times \frac{l}{2}$$

$$M^{torsion} = 20.93 \times \frac{2.43}{2}$$

$$M^{torsions} = 25.43 \text{ KN.m}$$

Selon le BAEL91, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule  $\tau_u = \frac{M_u}{2 \cdot \Omega \cdot e}$

- e = épaisseur de la paroi.
- M<sub>u</sub> : Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

Ω : Air du contour tracer ami épaisseur

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) \phi = \min (b; h)$$

$$.e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ Cm} \rightarrow \Omega = (30-5) \times (35-5) = 750 \text{ cm}^2$$

3.5.5.2. Armature longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_u}{2 \times \Omega \times f_{st}} ; \quad \text{Avec} \quad U : \text{périmètre de } \Omega.$$

U=110 cm

$$A_l = \frac{25.43 \times 110}{2 \times 750 \times 348} \times 10^3 = 2.68 \text{ cm}^2$$

3.5.5.2.1. Section d'armatures finale

✓ **En travée :**  $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.52 + \frac{2.63}{2} \Rightarrow A^t = 6.71 \text{ cm}^2$

Soit :  $A^t = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 = 8.64 \text{ cm}^2$

✓ **En appui :**  $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.39 + \frac{2.63}{2} \Rightarrow A^a = 4.70 \text{ cm}^2$  Soit :

$A^a = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}16 = 8.64 \text{ cm}^2$

3.5.5.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$

On a  $V_{max} = 25.49 \text{ KN}$  ;  $\tau_{flexion} = 0.242 \text{ MPa}$

0.907 MPa

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.31 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0750 \times 0.05} = 1.51 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau_u = 1.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Condition vérifiée

3.5.5.3. Calcul des armatures transversales à la torsion

Soit  $St = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \rightarrow A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Armatures transversales :**

On opte  $St = 15 \text{ cm}$  en travée et en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} \Rightarrow A_{tor}^t = 0.32^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{Travée}$$

On opte pour 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>

3.5.5.4. Vérification à l'E.L.S

❖ l'état limite de compression de béton :

❖ Les sollicitations :

$$P_s = g_0 + R_a$$

$$P_s = 15.10 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 11.14 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0,85M_0 = 9.47 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0,5M_0 = -5.57 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.26. Résultats de calcul des contraintes de béton**

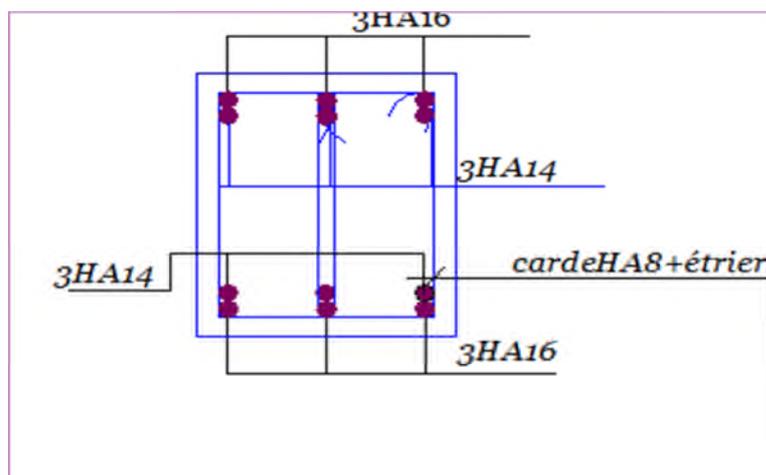
Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)
Travée	9.47	13.11	66093	1.90	15
Appuis	5.57	12.35	59210	1.20	15

❖ Etat limite de déformation :

Les deux conditions sont vérifiées implique qu'il y a pas lieu d'évaluer la flèche.

$$h \geq \max \left( \frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 M_0} \right) \times l \dots \text{Vérifiée} \quad A_s < \frac{4.2 \times d \times b_0}{f_e} \dots \text{Vérifiée}$$

• Schéma de ferrailage :



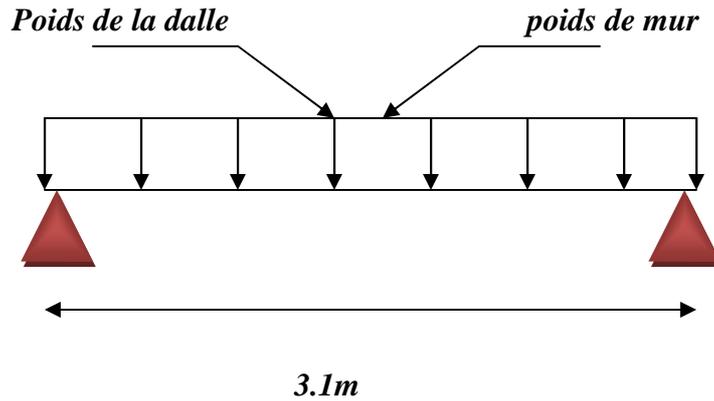
**Figure. 3.18.** Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

**3.6. CALCUL DES POUTRES DE CHAINAGES**

**3.6.1. Définition**

*3.6.1. 1. Le chaînage horizontal*

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rentrent solidaires à la structure elles servent de porte a faux.



**Figure.3.19.** schéma statique de la poutre de chaînage

**3.6.2. Dimensionnement**

La porté maximale de la poutre de chaînage est :  $L_{max} = 3.1m$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$20.66cm \leq ht \leq 31cm \quad \text{Selon (Art 9.3.3)}$$

Soit :  $h = 30 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

**Vérifications :**  $\begin{cases} b \geq 15cm \\ b \geq \frac{2h}{3} \end{cases}$  .....vérifiée.

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

**3.6.3. Calcul des sollicitations**

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre, poids propre du mur de séparation en double cloison et la dalle pleine.

Poids propre :  $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.7KN/m$

Poids du mur :  $G_M = 2.93 \times (3.06 - 0.3) = 7.87KN/m$ .

Poids de la dalle pleine :  $G_d = 4.78 \times (1.2/2 + 2.8 + 2) = 9.56 \text{ KN/m}$ .

Donc :  $G = 20.13 \text{ KN/m}$ .

$$P_u = 1.35 \times G = 27.175 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 20.13 \text{ KN/m}$$

**A. Calcul à l'E.L.U :**

$$M_0 = (P_u \cdot L_{\max}^2) / 8 = 32.64 \text{ KN/m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 24.5 \text{ KN m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -9.8 \text{ KN m}$$

**B. Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple :**

$b = 30 \text{ cm}$ ,  $h = 30 \text{ cm}$ ,  $d = 28 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ,  $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$ ,  $f_{st} = 348 \text{ Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

**Tableau3.27.** Calcul des armatures principales :

Elément	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	Z(m)	$A_{\text{calculé}}$	$A_{\text{min}}$	$A_{\text{adopté}}$
Travée	24.5	0.0733	0.269	2.61	3.38	3HA12=3.39
Appuis	9.8	0.0293	0.2064	1.02	3.38	3HA12=3.39

**C. Vérifications à l'ELU :**

➤ **Effort tranchant :**

$$\tau_u = V_u / (b \times d) \quad \text{avec : } V = q_u \times L / 2 = 42.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = (42.12 \times 10^{-3}) / (0.3 \times 0.28) = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8 \text{ mm} \quad \text{(Art III.3.b)}$$

Soit un cadre  $\phi 8$  plus une épingle  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

**.Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 25.2\text{cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.2})$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le **RPA99/ version2003** exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .

On adopte  $S_t = 15\text{cm}$ .

**À l'ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_0 = P_s \times L^2 / 8 = 24.2\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 18.13\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -12.1\text{KN.m}$$

Calcul de la position de l'axe neutre y:

$$A = 3.39\text{cm}^2; b = 30 \text{ cm } d = 28\text{cm}$$

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

Calcul de y :

$$A = 3.39\text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.2\text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 28205.75\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.27\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Evaluation de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

M<sub>t</sub>: Moment en travée

M<sub>0</sub> : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{0.3}{3.1} = 0,096 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,096 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.04 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

D’ou la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats du tableau suivant, montrent que les poutres de chaînage ne risquent pas de fléchir.

Les résultats du tableau suivant, montrent que les poutres de chaînage ne risquent pas de fléchir.

**Tableau 3.28.** *la flèche dans la poutre de chaînage*

q <sub>j</sub> (KN/ml)	M <sub>jser</sub> (KN.m)	I <sub>f<sub>j</sub></sub> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>j</sub> (MPa)	μ <sub>j</sub>	f <sub>ji</sub> (mm)
<b>2.18</b>	1.98	0,00037	23.142	0	0.154
q <sub>g</sub> (KN/ml)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	I <sub>f<sub>g</sub></sub> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>g</sub> (MPa)	μ <sub>g</sub>	f <sub>gi</sub> (mm)
<b>3.65</b>	3.32	0,00037	38.74	0	0.2587
q <sub>p</sub> (KN/ml)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I <sub>f<sub>p</sub></sub> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>p</sub> (MPa)	μ <sub>p</sub>	f <sub>pi</sub> (mm)
<b>3.35</b>	3.046	0.0003 7	35.56	0	0.2374
q <sub>g</sub> (KN/ml)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	I <sub>f<sub>gv</sub></sub> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>gv</sub> (MPa)	μ <sub>g</sub>	f <sub>gv</sub> (mm)
<b>3.65</b>	3.32	0.0003 7	38.74	0	0,7762

- Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :

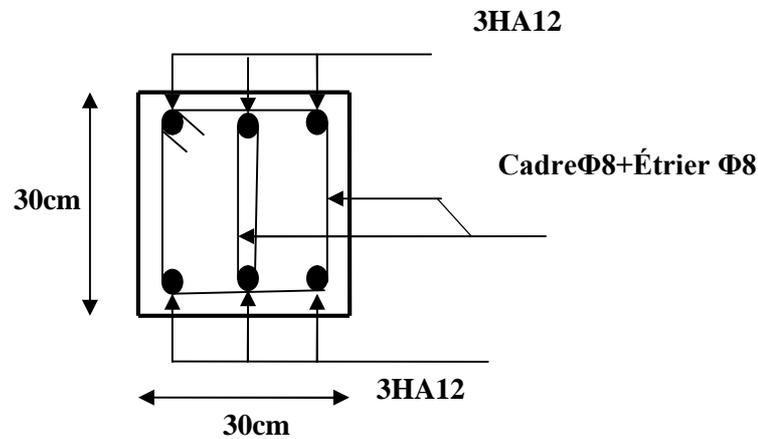


Figure 3.20. Ferrailage de la Poutre de chaînage

### 3.7. ETUDE DE L'ACROTÈRE :

#### 3.7.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, il protège la ligne de jonction entre lui même et la forme de pente, contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien du bâtiment.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge ( $Q$ ) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

#### 3.7.2. Les hypothèses de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

La fissuration est considérée préjudiciable.

L'acrotère sera calculé en flexion composée.

- *Evaluation des charges et surcharges :*

$$S_{acr} = 0.189 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.189 = 4.725 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

$S$  : 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 :

- *Charge verticale :*

**Tableau.3.29.** 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)
120	15	0.189	4.725	0.4	5.125	1

- **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<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W<sub>p</sub> : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone II<sub>a</sub> (Bejaia).

Donc : A=0.15

$$c_p = 0.8$$

$$w_p = 5.125 \text{ KN/ml}$$

Donc :  $F_p = 4 * 5.125 * 0.8 * 0.15$

$$F_p = 2.46 \text{ KN}$$

**Calcul des sollicitations :**

**Calcul du centre de gravité :**

$$X_G = \sum \frac{A_i \cdot x_i}{A_i} = \frac{[(120 \cdot 15) \left(\frac{15}{2}\right)] + [(10 \cdot 8) \left(15 + \frac{10}{2}\right)] + [(10 \cdot 2 \cdot \frac{1}{2}) \left(15 + \frac{10}{3}\right)]}{(120 \cdot 15) + (10 \cdot 8) + (10)}$$

$$X_G = 0.808 \text{ m}$$

$$Y_G = \sum [(A_i \cdot y_i) / A_i]$$

$$Y_G = 0.626 \text{ m}$$

**Moment engendré par les sollicitations :**

$$N_G = 5.125 \text{ KN/m} \rightarrow M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN/m} \rightarrow M_Q = 1 * 1.2 = 1.2 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 2.46 \text{ KN} \rightarrow MF_p = F_p * Y_g \rightarrow MF_p = 2.46 * 0.626 = 1.54 \text{ KN.m}$$

N<sub>Q</sub> = 0. (Effort normal due à Q)

N<sub>F</sub> = 0. (Effort normal due à la force sismique)

**Tableau3.30** : Combinaisons d'actions de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	5.125	6.92	5.125
M (KN.m)	2.74	1.8	1.2

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 6.92 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.8 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.8}{6.92} = 0.26 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{1.2}{6} = 0.2 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est effort de compression donc la section est entièrement comprimée.

Le Calcul se fera par assimilation à la flexion à la simple soumise à un moment

$M_{ua} = N_u \times e$ , les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle

$$e = \frac{M_u}{N_u} \text{ par une excentricité totale du calcul.}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$e_a$ : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_1$ : L'excentricité structurale.

$e_2$ : Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right)$$

$L$ : portée de l'élément = 120 cm

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}, \frac{120}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec:

$$\alpha = \frac{M_g}{M_q + M_g} = 0$$

(RPA. Art. A.4.3.5)

$\varphi$  : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ( $\varphi=2$ )

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$L_f$ : Longueur de flambement ;  $L_f=2 \times l_0=2 \times 1.2=2.4 \text{ m}$

h: Hauteur de la section égale à 10cm.

$e_2=28.01\text{cm}$

D'où :  $e_T = e_a + e_1 + e_2 = 30.36\text{cm}$

### 3.1. Ferrailage de la section

$f_{bu} = 14.2\text{MPa}$

$f_{st} = 348 \text{ MP}$

$N_u = 6.92\text{KN}$

$M_u = N_u \times e = 2.1\text{KN.m}$

H = 15cm ; d = 12cm ; b = 100cm.

On calcul les armatures a l'ELU, puis on effectuera la vérification a l'ELS.

Selon le BAEL 91:

$M_{ua} = M_u + N_u (d - h/2)$

$M_{ua} = 2.1 + 6.92 (0.12 - 0.15/2) = 2.41\text{KN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0118$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

D'où:  $\alpha = 0.0148$

$z = 0.119\text{m}$

$A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.058 \times 10^{-3} \text{m}^2$

Ainsi, la section à la flexion composée sera :

$A_s = A_l \frac{N_u}{f_{st}} = 0.382\text{cm}^2$

$A_s = 0.382\text{cm}^2$

### 3.7.3. Vérification à l'ELU :

3.7.3.1. Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{\min} = 0.23 \times d \times b \times (f_{t28}/f_c) = 1.449\text{cm}^2$

$A_{\min} > A_s^{\text{calculé}} \Rightarrow$  on adopte pour **4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>/ml.**

3.7.3.2. Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

3.7.3.3. Espacement :

Armatures principales :  $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm} \Rightarrow$  on adopte  $S_t = 25\text{cm}$ .

Armatures de répartitions :  $S_t \leq 100/3 = 33.33\text{cm} \Rightarrow$  on adopte  $S_t = 30\text{cm}$ .

3.7.3.4. Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 2.46 + 1 = 3.46 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \Rightarrow \tau_u = 3.46 * 10^{-3} / (1 * 0.12) = 0.028 \text{ MPa}.$$

$$\tau^- = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau^-$  .....pas de risque de cisaillement.

3.7.4. Vérification à l'ELS :

3.7.4.1. Vérification de l'état limite de compression de béton :

On vérifie :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * Y}{I} < \sigma^-_{bc}$

$$0.5y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$y = 1.77 \text{ cm}$$

$$I = 1009.5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = (1.2 * 10^{-3} * 1.77 * 10^{-2}) / (1009.5 * 10^{-8}) = 2.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.10 \text{ MPa} < \sigma^-_{bc}$$

Schéma de ferrailage

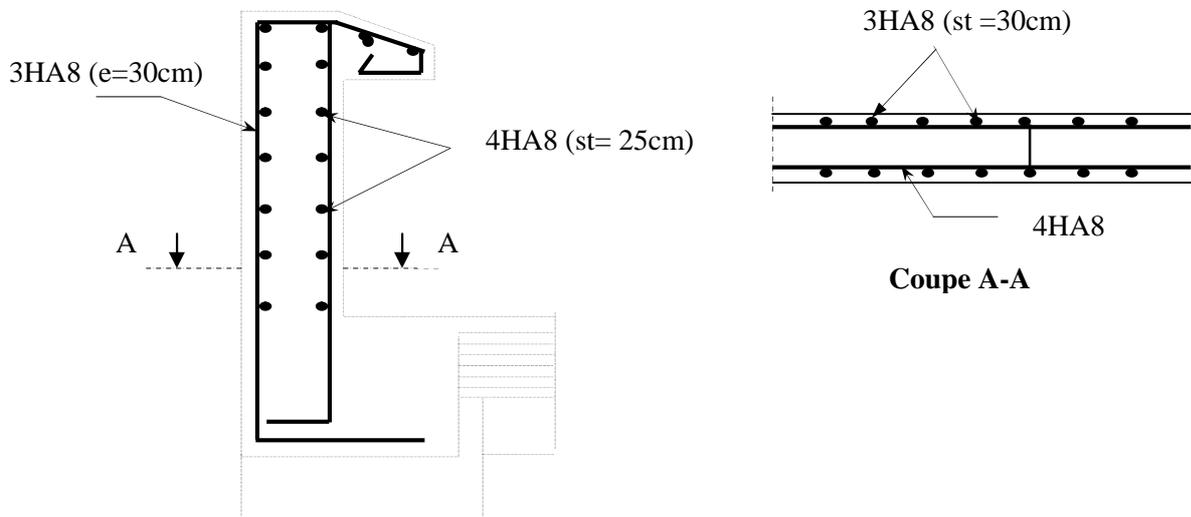


Figure 3.21. Schéma de ferrailage de l'acrotère

### 3.8. ÉTUDE DE L'ASCENSEUR

#### 3.8.1. Définition

L'ascenseur mécanique est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure, l'ascenseur utilisé à une capacité de prendre huit (08) personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

$L$  : Longueur de l'ascenseur = 200cm.

$l$  : Largeur de l'ascenseur = 140cm.

$H$  : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.

$F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN.

$P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

$D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.

La charge nominale est de 630kg=6.3KN.

La vitesse  $V = 1.6m/s$ .

$P = P_m + D_m + \text{charge nominale} = 15 + 51 + 6.3 = 72,3KN$ .

#### 3.8.2. Evaluation des charges et surcharges

1/ poids de la dalle de béton :

$$G_1 = 250 \times 12 = 3KN/m^2$$

2/ poids du revêtement :

$$G_2 = 2 \times 20.05 = 1.25KN/m^2$$

3/ poids de la machine :

$$G_3 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.8} = 51.78KN/m^2$$

$G_T = G_1 + G_2 + G_3 = 56.03KN/m^2$

$Q = 1KN/m^2$

#### ❖ Cas d'une charge répartie:

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G_T + 1.5Q$$

$$q_u = 77.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{2} = 0.7$$

$\rho = 0.7 > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les 2 sens

$$\rho = 0.7 \Rightarrow$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

➤ **sens X-X' :**

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.06847 \times 7.141 \times 4^2 = \mathbf{10.34 \text{ KN.m}}$$

➤ **sens Y-Y' :**

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = \mathbf{4.6 \text{ KN.m}}$$

### 3.8.3. Calcul des moments réels :

• **En travée :**

➤ **sens X-X' :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.79 \text{ KN.m}$$

➤ **sens Y-Y' :**

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^x = 3.79 \text{ KN.m}$$

• **En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 3.10 \text{ KN.m}$$

### 3.8.4. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec :  $d_x = 18 \text{ cm}$ , et  $d_y = 17 \text{ cm}$ .

**Tableau 3.31.** Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie

	sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z	A cm <sup>2</sup>	A adopté
<b>Travée</b>	X-X	8.79	0.0191	0.0241	0.1782	1.416	4HA10=3.14
<b>Travée</b>	Y-Y	3.79	0.0022	0.0115	0.1692	0.643	4HA10=3.14
<b>Appuis</b>	X-X	3.10	0.0067	0.0084	0.1793	0.496	4HA10=3.14

Appuis	Y-Y	3.10	0.0075	0.0094	0.1693	0.5259	4HA10=3.14
--------	-----	------	--------	--------	--------	--------	------------

**3.8.5. Vérification de la condition de non fragilité :**

$h = 20cm > 12cm$  et  $\rho = 0.7 > 0.4$

$A_{min}^x = \rho_0 \times (3 - \rho) / (2 \times b \times h_0)$

$A_{min}^x = (0.0008(3-0.7))/(2100 \times 20) = 1.84cm^2/ml$

$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e$  avec  $\rho_0 = 0.0008$ .....pour FeE400

$A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 cm^2/ml$

$A_{min}^x = 1.84 cm^2/ml > A^{calculé}$  donc le ferrailage on le fait avec  $A_{min}$

$A_{min}^y = 1.6 cm^2/ml > A^{calculé}$

On vérifiée que :  $A_t^y > \frac{Atx}{4}$

$A_{min}^x = 1.84cm^2/ml \Rightarrow$  on adopte pour  $A_t^x = 4HA10=3.14 cm^2/ml$

$A_{min}^y = 1.6 cm^2/ml \Rightarrow$  on adopte pour  $A_t^y = 4HA10=3.14 cm^2/ml$

$A_t^y = 3.14 cm^2/ml > \frac{3.14}{4} = 0.785cm^2$  .....vérifiée.

**🔧 Calcul des espacements :**

- sens X-X' :  $st \leq \min(3e, 33cm) \Rightarrow st \leq 33cm \Rightarrow st = 25cm$
- sens Y-Y' :  $st \leq \min(4e, 45cm) \Rightarrow st \leq 45cm \Rightarrow st = 25cm$

**🔧 Vérification à l'ELU :**

• **L'effort tranchant :**

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 MPa$   
 $\rho = 0.7 > 0.4 \Rightarrow$  travaille dans les 2 sens

➤ sens X-X' :  $V_x = q_u \times \frac{lx}{3} = 77.14 \times 1.4^2 / 3 = 50.40 KN$

➤ sens Y-Y' :  $V_y = q_u \times \frac{lx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{e}{2}} = 40KN$

$\tau_u = (50.41 \times 10^{-3}) / (10 \times 18) = 0.28MPa < 1.25MPa$  ... ..vérifiée.

**🔧 Vérification à l'ELS :**

$q_{ser} = G_T + Q = 57.03KN/m^2$

$\rho = 0.7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x * q_{ser} * lx^2 = 7.64KN.m \\ M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 3.303KN.m \end{cases}$

$\begin{cases} M_{0x} = 7.64KN.m \\ M_{0y} = 3.303KN.m \end{cases}$

- sens X-X' :  $M_{tser}^x = 0.85M_0^x = 6.494\text{KN.m}$
- sens Y-Y' :  $M_{tser}^y = 0.85M_0^y = 2.807\text{KN.m}$

**Vérification des contraintes :**

- **État limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I < \sigma_{bc}^-$$

- **sens X-X' :**

$$A_x = 3.14\text{cm}^2, b=100\text{cm}, d = 18\text{cm}$$

$$(b/2) y^2 - 15A_{st} (d-y) = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 847.8 = 0$$

$$y = 3.67\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15A_{st} (d-y)^2 = \frac{100 \cdot 3.67^3}{3} + 15 \cdot 3.14 (18-3.67)^2$$

$$I = 11314.75\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.494 \cdot 10^{-3} \cdot 3.67 \cdot 10^{-2}}{11314.7 \cdot 10^{-8}} = 2.106\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **sens Y-Y' :**

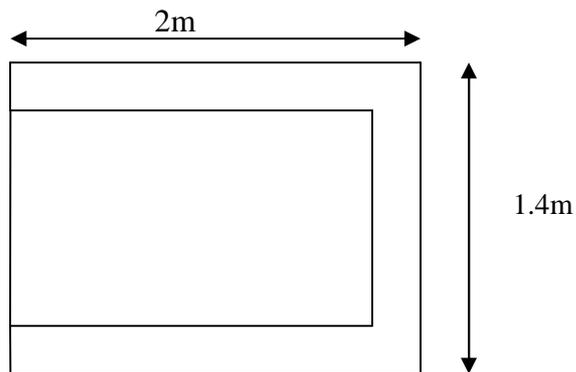
$$A_y = 3.14\text{cm}^2, b=100\text{cm}, d_y = 17\text{cm}$$

$$y = 3.56\text{cm}, I = 10011.77\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.998 < 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **cas d'une charge concentrée**

$$\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$$



**Figure.3.22. 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=20 cm**.

On doit calculer la surface d'impact U×V

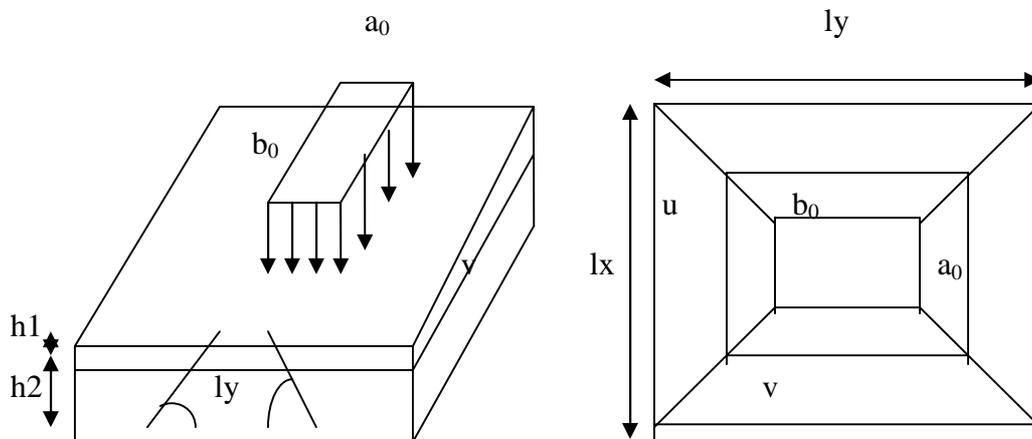


Figure.3.23. Schéma représentant la surface

$$U = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1$$

$$V = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1$$

$a_0, U \longrightarrow$  Dimensions  $\parallel$  à  $l_x$

$b_0, V \longrightarrow$  Dimensions  $\parallel$  à  $l_y$

Avec :  $a_0 \times b_0$  surface de charge =  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$h_1$  : Espacement du revêtement (4cm)

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\xi = 1$ )

$$U = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm}, \quad l_x = 1.4 \text{ m}$$

$$V = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm}, \quad l_y = 2 \text{ m}$$

3.1.8.6. 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 :

$$-M_{x1} = (M_1 + \vartheta \times M_2) P_u$$

$$-M_{y1} = (M_2 + \vartheta \times M_1) P_u$$

Avec :  $\vartheta$  est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

$M_1$  et  $M_2$  : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III ]

$M_1$  en fonction de  $(\mu / l_x)$  et  $\rho$   $\mu / l_x = 0.77$  et  $\rho = 0.7$

$M_2$  en fonction de  $(\mu / l_y)$  et  $\rho$   $\mu / l_x = 0.77$  et  $\rho = 0.7$

En se référant à l'**annexe 2** on trouve  $M_1=0.082$  et  $M_2=0.04$

- Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$M_{x1} = P_u \times M_1$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2$$

$$\text{On a : } P = D_m + P_m + P_{\text{Personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 97.6 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 97.60 \times 0.082 = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 97.60 \times 0.04 = 3.9 \text{ KN.m}$$

- Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.562 \text{ KN.m}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  Sont donnés par l'**annexe II**.

- **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.3 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.46 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement en travée:

$$M_x^t = 0.85 \times 9.3 = 7.9 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 0.562 = 0.477 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$M_y^a = M_x^a = -0.5 \times 9.3 = 4.65 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de  $h=20\text{cm}$  ( $d_x=18\text{cm}$  ;  $d_y=16\text{cm}$ ).

**Tableau.3.32.** Ferraillage de la dalle de la salle des machines.

position	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	A adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	7.9	0.017	0.021	0.178	1.27	2.17	4HA10=3.14
	y-y	3.8	0.010	0.013	0.159	0.686	1.93	4HA8=2.01

Appui	x-x	4.65	0.010	0.012	0.179	0.746	2.17	3HA10=2.36
	y-y	4.65	0.012	0.016	0.159	0.840	1.93	4HA8=2.01

**Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

$Q_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur totale de la dalle.

$U_c$ : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 * (\mu + \nu) = 2 * (108 + 108) = 432 \text{ cm}$$

$$Q_u = 97.6 \text{ KN} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6 \text{ KN} \leq 0.045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b = 810 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On a :  $\nu > \mu \Rightarrow$  au milieu de  $\mu$  :  $V_u = \frac{Q_u}{3 * \nu} = \frac{97.8}{3 * 1.08} = 30.18 \text{ KN}$

Au milieu de  $\nu$  :  $V_u = \frac{Q_u}{3 * \mu} = \frac{97.8}{3 * 1.08} = 30.18 \text{ KN}$

Donc :

$$V_u = 30.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.188 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Espacement des barres:**

Sens x-x' :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$ .

Sens y-y' :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

**Calcul à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes**

**Tableau.3.33. Vérification des contraintes.**

Localisation	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	7.61	3.67	33094.82	0.844	15
Travées (y)	3.66	3	7683.75	1.43	15

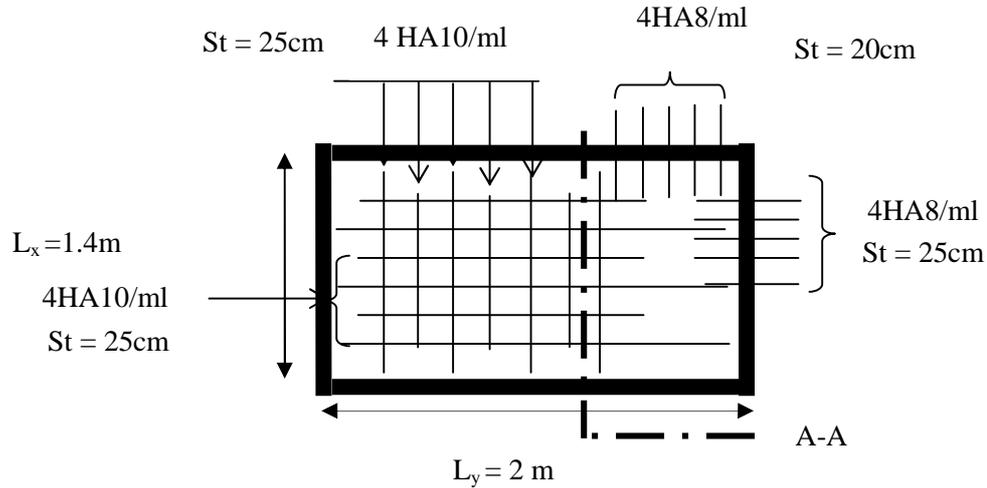
➤ **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

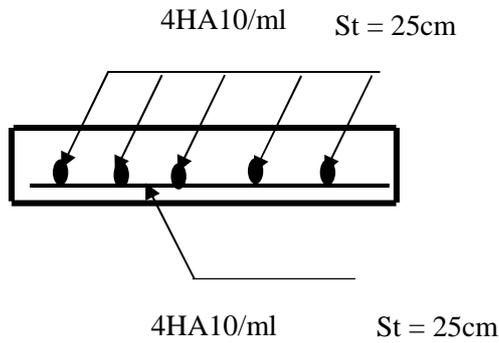
$$h / l = 20/140 = 1.43 \geq M_{ser} / 20 * M_0 = 0.05 \dots \dots \dots (1)$$

$$A_s / (b*d) = 0.0011 \leq 2/f_e = 0.005 \dots \dots \dots (2)$$

**Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines**



**Figure 3.24.** Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis



**Figure 3.25.** Vue en coupe A-A du ferrailage de la dalle

#### 4.1. 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.

#### 4.2. 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.

#### 4.3. METHODES 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.

##### 4.3.1. 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 :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : 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 ⇒ A = 0.15

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de Contreventement .RPA99 (Tableau4.3).

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)

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Avec : Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau 4 .1.Valeurs des pénalités Pq.

“ Critère q ”	Observé	Pq /xx	Observé	Pq /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2- Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
3- Régularité en plan	oui	0	oui	0
4- Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	oui	0	oui	0

Donc :

$$Q_x = Q_y = 1.1$$

- **W** : poids total de la structure :  

$$W = n \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>** : poids dû aux charges permanentes totales.

**W<sub>Qi</sub>** : charge d'exploitation.

**β**: 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).

**β = 0.2** pour usage d'habitation et bureau

$$\Rightarrow W = 65501.769 \text{ KN}$$

- **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*).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots \end{cases}$$

*T*<sub>2</sub> : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique 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 S3, donc on aura :

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

**Selon le sens x-x'**

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.27 \times 1.1}{5} \times 65501.769 = 2745.17 \text{ KN}$$

**Selon le sens y-y'**

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.16 \times 1.1}{5} \times 65501.769 = 2005.92 \text{ KN}$$

4.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique présente probablement le comportement réel d'un bâtiment soumis a des excitations sismiques, que le calcul statique prescrit par ces normes. La méthode dynamique modale spectrale, sert essentiellement au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente, reste insuffisante ou inacceptable ou non conforme aux exigences de RPA99, version 2003, pour un calcul statique équivalent.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul dont l'expression est la suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 < T < 3 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{expression 4.13, RPA99, version 2003})$$

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leurs sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

Cette méthode peut être utilisée par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000.

#### 4.4. DESCRIPTION DU LOGICIEL SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, ....etc.). De façon totalement graphique, numérique ou combinée.

Ce logiciel est basé sur la méthode de la M.E.F, il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la M.E.F, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la M.E.F et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

#### 4.5. EXIGENCES DU RPA99 POUR LES SYSTEMES MIXTES :

- 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 résultantes 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.

- D'après l'article (4.3.4), les 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 50% 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.

## 4.6. INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DONNEE PAR SAP2000

### 4.6.1. Disposition des voiles

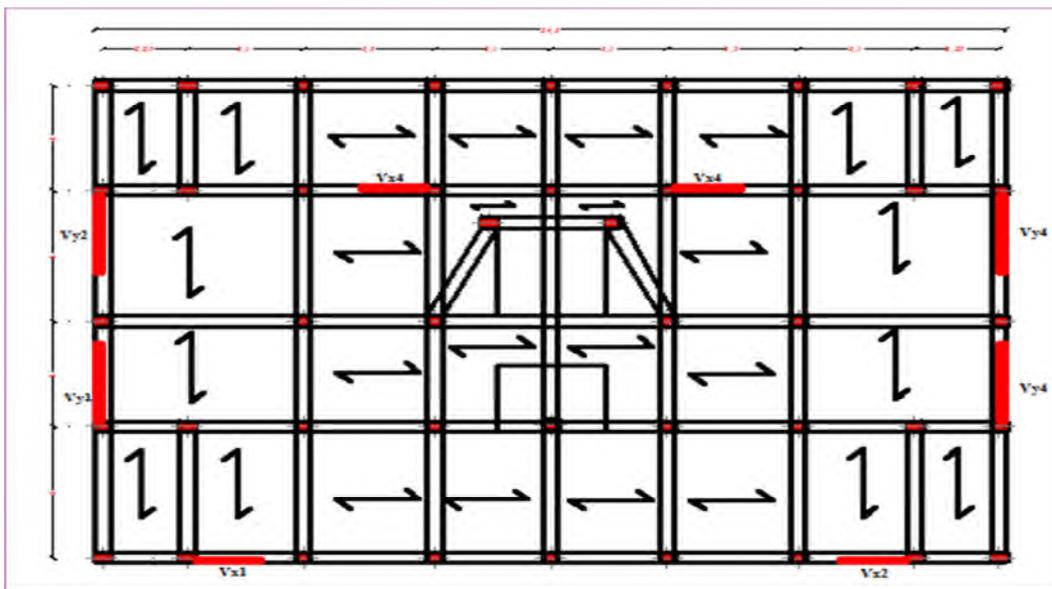


Figure 4.1. la disposition des voiles

Le choix d'une disposition qui réponde aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a opté pour la disposition représentée ci-dessous.

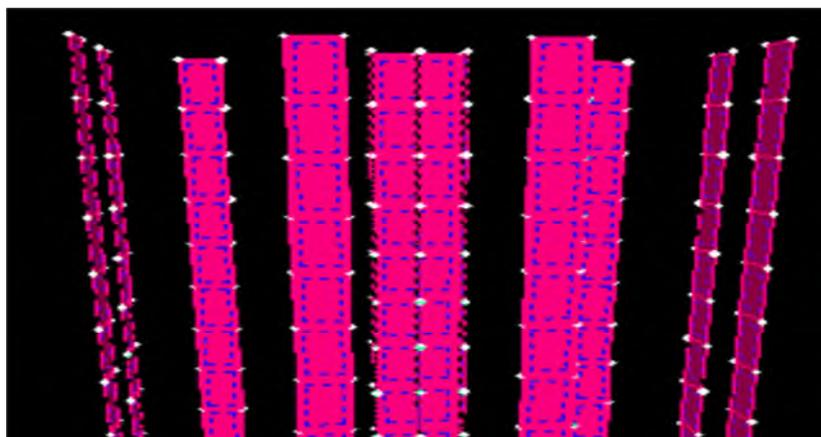


Figure.4.2.vue en 3D des voiles

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion aux deux premiers modes de vibration, c'est-à-dire, il faut avoir une translation suivant  $x$  au premier mode, une translation suivant  $y$ , une rotation suivant l'axe  $z$  (torsions) au troisième mode. Ainsi il faut répondre aux exigences du RPA99, version 2003.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.2. Mode de vibration et taux de participation des masses.

mode	Période	Masse modale %			Masse cumulée %		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.0832	0.0160	70.2930	0.0001	0.0160	70.2930	0.0001
2	0.9860	71.0320	0.0160	0.0000	71.0480	70.3090	0.0001
3	0.8329	0.7650	0.0000	0.0000	71.8130	70.3090	0.0001
4	0.3343	0.0035	12.4940	0.0002	71.8116	82.8040	0.0003
5	0.3069	12.0110	0.0037	0.0000	83.8280	82.8080	0.0003
6	0.2521	0.0001	0.0009	0.0022	83.8280	82.8080	0.0026
7	0.2696	0.0029	0.0000	0.0164	83.8310	82.8090	0.0042
8	0.2518	1.3040	0.0000	0.0000	85.1350	82.8090	0.0042
9	0.2360	0.0000	0.0097	0.2800	85.1350	82.8180	0.0320
10	0.1462	7.3790	0.0000	0.0000	92.5140	82.8180	0.0320
11	0.1572	0.0000	8.8060	0.0003	92.5140	91.6250	0.0330
12	0.1108	0.0000	0.0000	76.7810	92.5140	91.6250	76.8140

4.6.2. Comportement de la structure :

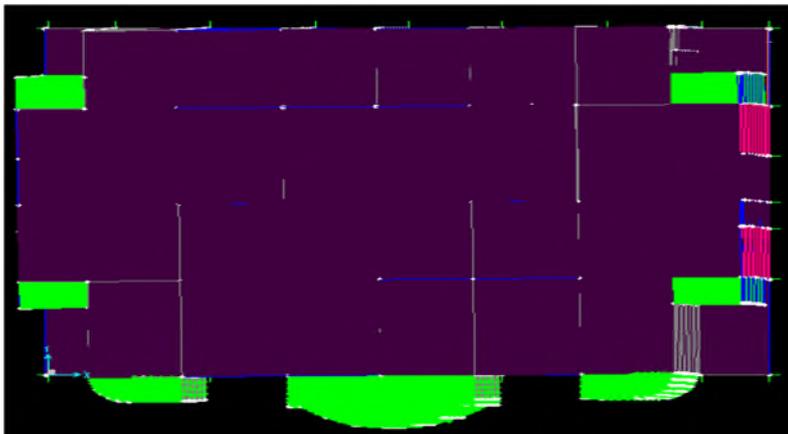


Figure 4.3. Mode 1, Translation suivant l'axe x-x

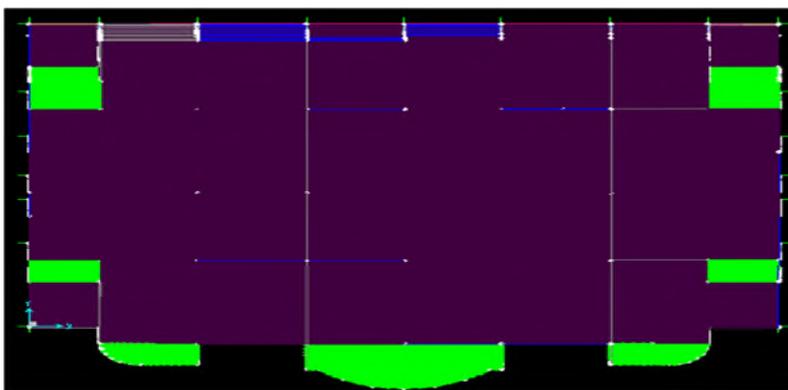


Figure 4.4. Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.

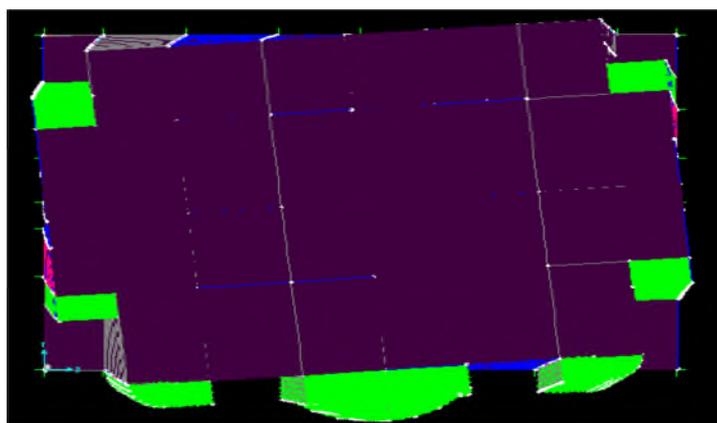


Figure 4.5. Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z

**4.7. VERIFICATION DES RESULTATS VIS-A-VIS DU RPA 99/VERSION2003 :**

**4.7.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :**

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à Contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. Proportionnellement à leurs rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interaction à tous les niveaux ; Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

**a) Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales**

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	voiles	portiques	Voiles
Sous sol	38662.394	8350.835	82	18
RCD	50124.185	11078.222	82	18
1 <sup>er</sup> étage	54748.608	10695.520	81	19
2 <sup>eme</sup> étage	41165.119	9985.043	80	20
3 <sup>eme</sup> étage	36502.678	9406.504	80	20
4 <sup>eme</sup> étage	32213.215	8303.113	80	20
5 <sup>eme</sup> étage	28983.585	7451.340	80	20
6 <sup>eme</sup> étage	23860.410	6917.544	78	22
7 <sup>eme</sup> étage	19844.776	5989.512	77	23
8 <sup>eme</sup> étage	16088.506	4906.883	77	23
9 <sup>eme</sup> étage	12316.098	3870.978	76	24
10 <sup>eme</sup> étage	87886.694	2692.923	77	23
11 <sup>eme</sup> étage	5336.979	1518.054	78	22

On remarque que l'interaction sous charges verticales est vérifiée, sauf pour les six derniers étages.

**Remarque:** la charge reprise par le voile au sous sol est inférieure à celle de RDC a cause des voiles périphériques (une boîte rigide)

**b) Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

**Tableau 4.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales**

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques KN	Voiles	P(%)	V(%)	Portiques KN	Voiles	P(%)	V(%)
Sous sol	87.562	443.874	16.47	83.52	56.650	69.489	44.91	55.09
RCD	986.242	1028.617	48.94	51.05	595.079	644.520	48.00	51.99
1 <sup>er</sup> étage	1170.902	620.170	67.37	34.62	802.266	498.737	61.66	38.34
2 <sup>eme</sup> étage	1246.758	483.894	71.62	28.37	889.705	360.560	71.16	28.84
3 <sup>eme</sup> étage	1154.609	527.614	68.63	33.36	904.210	273.414	76.78	23.22
4 <sup>eme</sup> étage	1187.086	444.124	72.77	27.22	931.720	192.570	83.02	16.99
5 <sup>eme</sup> étage	1102.288	428.839	71.99	28.00	794.221	141.021	84.92	15.08
6 <sup>eme</sup> étage	1092.738	339.289	76.41	23.58	784.944	111.124	87.59	12.42
7 <sup>eme</sup> étage	898.334	375.501	70.52	29.47	693.912	96.201	87.82	12.17
8 <sup>eme</sup> étage	864.623	287.350	75.05	24.94	659.364	86.491	88.40	11.60
9 <sup>eme</sup> étage	733.812	265.242	73.47	26.54	497.633	76.017	86.74	13.25
10 <sup>eme</sup> étage	666.876	169.710	79.71	20.28	457.382	56.479	89.00	10.99
11 <sup>eme</sup> étage	519.264	78.2023	86.90	13.09	409.388	47.086	89.68	10.31

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

**4.7.2. Vérification de l'effort normal réduit :**

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

Tel que :  $N$  : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B$  : Section du béton.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99/2003. Art 7.4.3.1})$$

Tableau 4.5. Résumé des résultats.

Niveaux	section	B(cm <sup>2</sup> )	N (KN)	N <sub>rd</sub>	Observation
s/sol et RDC	55×55	3025	2235.591	0.29	vérifier
1 <sup>re</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	50×55	2750	2120.178	0.30	vérifier
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	50×50	2500	1717.6114	0.27	vérifier
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	45×50	2250	1318.375	0.23	vérifier
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	45×45	2025	944.647	0.19	vérifier
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	40×45	1800	588.095	0.21	vérifier
11 <sup>eme</sup> étage et les poteaux de la terrasse inaccessibles	40×40	1600	291.607	0.072	vérifier

**4.7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En se référant à l'article (4-3-6) du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_r$  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  $V_{st}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau 4.6. Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
x-x	65501.769	2745.18	2196.144	Vérifier
y-y	65501.769	2005.90	1604.72	vérifier

**4.7.4. Calcul des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (RPA99/2003. Article 4.4.3)}$$

$$\delta_{k,x} = R \times \delta_{ekx}$$

Avec :

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (RPA99/2003. Article 5.10)}$$

Avec :

$$\Delta_k < 1\% \times h_e$$

**Tableau 4.7.** Vérification des déplacements dans le sens x-x

Sens x-x							
Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$H_K$ (cm)	$\Delta_k / h_K$ (%)	Observation
1	0.03	0.15	0	0.15	408	0.037	Vérifier
2	0.17	0.85	0.15	0.70	408	0.172	Vérifier
3	0.31	1.55	0.85	0.70	306	0.229	Vérifier
4	0.47	2.35	1.55	0.80	306	0.261	Vérifier
5	0.63	3.15	2.35	0.80	306	0.261	Vérifier
6	0.80	4.00	3.15	0.85	306	0.278	Vérifier
7	0.96	4.80	4.00	0.80	306	0.261	Vérifier
8	1.11	5.55	4.80	0.75	306	0.245	Vérifier
9	1.26	6.30	5.55	0.75	306	0.245	Vérifier
10	1.40	7.00	6.30	0.70	306	0.229	Vérifier
11	1.52	7.60	7.00	0.60	306	0.196	Vérifier
12	1.63	8.15	7.60	0.55	306	0.180	Vérifier
13	1.73	8.65	8.15	0.50	306	0.163	Vérifier
14	1.80	9.00	8.65	0.35	306	0.114	Vérifier

**Tableau 4.8.** Vérification des déplacements dans le sens y-y

Sens y-y							
Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$H_K$ (cm)	$\Delta_k / h_K$ (%)	Observation
1	0.000139	0.001	0	0.00	408	0.000	Vérifier
2	0.001436	0.007	0.000695	0.01	408	0.002	Vérifier
3	0.002661	0.013	0.007180	0.01	306	0.002	Vérifier
4	0.004213	0.021	0.013320	0.01	306	0.003	Vérifier
5	0.005690	0.028	0.021065	0.01	306	0.002	Vérifier

6	0.007113	0.036	0.02845	0.01	306	0.002	Vérifier
7	0.008512	0.043	0.035565	0.01	306	0.002	Vérifier
8	0.009885	0.049	0.042560	0.01	306	0.002	Vérifier
9	0.01	0.050	0.049425	0.00	306	0.000	Vérifier
10	0.01	0.050	0.05	0.00	306	0.000	Vérifier
11	0.01	0.050	0.05	0.00	306	0.000	Vérifier
12	0.01	0.050	0.05	0.00	306	0.000	Vérifier
13	0.02	0.100	0.05	0.05	306	0.016	Vérifier
14	0.02	0.110	0.10	0.00	306	0.006	Vérifier

4.7.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) :

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \quad (\text{RPA99/2003. Article 5.9})$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau(k).

$$\delta_{k,x} = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur d'étage (k)

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : Les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1/(1-\theta)$

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 4.9. Vérification des effets (P-Δ) sens x-x

Niveau	Sens x-x					Observation
	$h_K$ (cm)	$P_K$ (KN)	$\Delta_K$ (cm)	$V_K$ (KN)	$\theta$	
Sous sol	408	10812.80	0.15	2645.46	0.002	vérifier
RDC	408	4714.36	0.70	2014.86	0.004	vérifier
1	306	4699.78	0.70	1740.65	0.006	vérifier
2	306	4653.10	0.80	1740.65	0.007	vérifier
3	306	4515.15	0.80	1682.22	0.007	vérifier

4	306	4506.45	0.85	1631.21	0.008	vérifier
5	306	4388.41	0.80	1531.13	0.007	vérifier
6	306	4377.39	0.75	1430.03	0.008	vérifier
7	306	4277.13	0.75	1273.84	0.008	vérifier
8	306	4249.86	0.70	1151.97	0.008	vérifier
9	306	4152.89	0.60	999.05	0.008	vérifier
10	306	4081.01	0.55	836.58	0.009	vérifier
11	306	0	0.50	597.50	0	vérifier

Tableau 4.10. Vérification des effets (P-Δ) sens y-y

Niveau	Sens y-y					Observation
	h <sub>K</sub> (cm)	P <sub>K</sub> (KN)	Δ <sub>K</sub> (cm)	V <sub>K</sub> (KN)	θ	
Sous sol	408	10812.80	0.00	2511.12	0	vérifier
RDC	408	4714.36	0.01	1239.60	0	vérifier
1	306	4699.78	0.01	1301.01	0	vérifier
2	306	4653.10	0.01	1250.26	0	vérifier
3	306	4515.15	0.01	1177.62	0	vérifier
4	306	4506.45	0.01	1122.29	0	vérifier
5	306	4388.41	0.01	935.24	0	vérifier
6	306	4377.39	0.01	896.07	0	vérifier
7	306	4277.13	0.00	790.10	0	vérifier
8	306	4249.86	0.00	745.85	0	vérifier
9	306	4152.89	0.00	573.65	0	vérifier
10	306	4081.01	0.00	513.86	0	vérifier
11	306	0	0.05	456.47	0	vérifier

#### 4.8. CONCLUSION

Le choix de la disposition des voiles pour 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, selon le RPA99/2003 à savoir :

L'interaction voile-portique, horizontale et verticale, la vérification de la période, la vérification de l'effort normale réduit, la vérification de la résultante des forces sismiques, justification vis-à-vis les déformations et effet P-Δ.

## 5.1. INTRODUCTION.

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

## 5.2. ETUDE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel robot dans l'ordre suivant :

$N_{max} \rightarrow M$  correspondant  
 $M_{max} \rightarrow N$  correspondant  
 $N_{min} \rightarrow M$  correspondant

### 5.2.1 Combinaisons des charges.

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :**
- E.L.U : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$
- **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (**article 5.2 page 40**)
- $G+Q+E$
- $0.8G \pm E$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

### 5.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

 **Les armatures longitudinales :** (RPA99/2003 Art7.4.2.1)

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 est de  $40\Phi$  en zone IIa.

La distance ou espacement ( $St$ ) 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  $h'$  tel que :

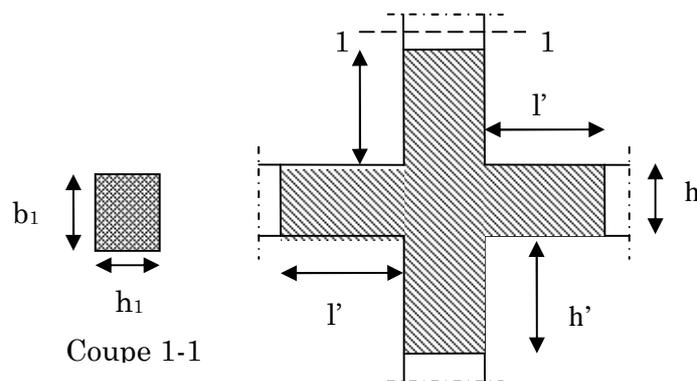


Figure.5.1.zone nodale

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

$h_e$  : hauteur d'étage.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau .5.1** armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives aux prescriptions du RPA99/2003

Niveau	Section du poteau	$A^{\min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A^{\max}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol+RCD	55×55	24.20	121	181.50
1 <sup>re</sup> +2 <sup>eme</sup> étage	50×55	22.00	110	165.00
3 <sup>eme</sup> +4 <sup>eme</sup> étage	50×50	20.00	100	150.00
5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup> étage	45×50	18.00	90	135.00
7 <sup>eme</sup> +8 <sup>eme</sup> étage	45×45	16.20	81	121.50
9 <sup>eme</sup> +10 <sup>eme</sup> étage	40×45	14.40	72	108.00
1 <sup>eme</sup> étage	40×40	12.80	64	96.00

🚧 **Les armatures transversales :** (RPA99/2003 Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :  $V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

✓  $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm})$  (zone nodale).

✓  $t \leq 15 \times \phi_l$  (zone courante).

( $\phi_l$  Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

✓  $\rho = 2.5$  si  $\lambda_g \geq 5$ .

✓  $\rho = 3.75$  si  $\lambda_g < 5$  ; ( $\lambda_g$  élancement géométrique).

La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi$ , minimum.

**5.2.3. Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP 2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N < 0$  : effort de traction.

$N > 0$  : effort de compression

**Tableau .5.2 .Sollicitations dans les poteaux.**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous sol et RDC	2855.13	5.064	-214.289	513.502	5.027	54.145
1 <sup>re</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	2749.82	-9.051	-329.197	2044.80	45.616	28.239
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	2200.64	62.988	288.571	1485.02	112.497	24.877
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	1694.27	69.355	260.671	1019.95	109.519	26.549
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	1220.28	71.213	239.483	614.09	47.264	22.125
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	764.322	66.538	275.714	228.67	8.717	27.382
11 <sup>eme</sup> étage	390.234	-30.284	-132.393	75.26	3.646	-3.971

**5.2.4. Calcul du ferrailage :**

➤ **Ferrailage longitudinal**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

• **Exemple de calcul :**

Soit les poteaux de sous sol et RDC :

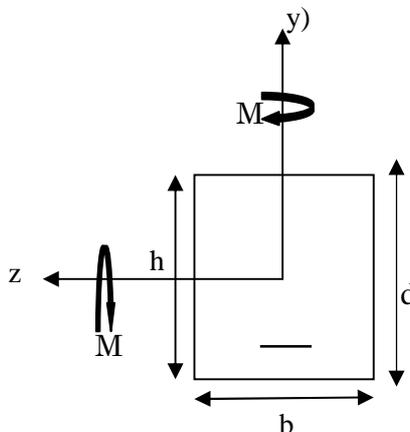
$b = 55cm; h = 55cm$

$d = 50cm, d' = 5 cm$

$f_{c28} = 25 Mpa$

acier Fe E400

$f_{bu} = 14.2Mpa$



**Figure.5 .2 . Section du poteau à étudier**

$$\diamond N^{max} = 2855,13\text{KN} \Rightarrow M^{cor} = 5,064\text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.00174\text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275\text{cm}$$

c à l'intérieur de la section

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d-d') - M_{ua}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 647.468\text{KN.m}$$

$$A = 0.622\text{KN.m}$$

$$B = 0.311\text{KN.m}$$

$A > B$  Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{647.468 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,5^2 \times 0,55} = 0.332 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.526 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa.}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.39\text{m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{647.468 \times 10^{-3}}{0.39 \times 348} = 47,70\text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 47,70 \times 10^{-4} - \frac{2855.13 \times 10^{-3}}{400} = -23.67\text{cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0\text{cm}^2$$

$$\diamond M^{max} = -214.289\text{KN.M} \Rightarrow N^{cor} = 513.502\text{KN}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.417\text{m} > \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275\text{cm}$$

C à l'extérieur de la section

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 0.622$$

$$B = N_u (d-d') - M_{ua} = 0.232$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = -98.751 \text{ KN.m}$$

$$A = 0.622 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.232 \text{ MN.m}$$

$A > B$  Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{-98.751 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,5^2 \times 0,55} = -0.0507 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = -0.0618 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 6,183 \times 10^{-2} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.5124 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{-98.751 \times 10^{-3}}{0,5124 \times 348} = -5.538 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = -5.538 \times 10^{-4} - \frac{513.502 \times 10^{-3}}{400} = -18.37 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\diamond N^{min} = 5.027 \text{ KN} \Rightarrow M^{cor} = 54.145 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.09 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0,275 \text{ cm}$$

$c$  à l'intérieur de la section

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d-d') - M_{ua}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 55.28 \text{ KN.m}$$

$$A = 0.622 \text{ MN.m}$$

$$B = -0.053 \text{ MN.m}$$

$A > B$  Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{55.28 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.55^2 \times 0.55} = -0.023 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = -0.538$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,6m.$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{55.28 \times 10^{-3}}{0,607 \times 348} = 2.62 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 2.62 \times 10^{-4} - \frac{5.027 \times 10^{-3}}{400} = 2.61 \text{cm}^2$$

**Tableau .5.3 : Ferrailage des poteaux.**

Niveau	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barres
Sous sol+RDC	55×55	5.41	24.20	28.64	4HA20+8HA16
1 <sup>re</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	50×55	6.26	22.00	24.12	12HA16
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	50×50	8.70	20.00	24.12	12HA16
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	45×50	10.02	18.00	20.10	10HA16
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	45×45	14.57	16.20	20.10	10HA16
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	40×45	15.86	14.40	16.08	8HA16
11 <sup>eme</sup> étage	40×40	11.25	12.80	16.08	8HA16

 **Ferrailage transversal :**

• **Exemple de calcul**

On prend pour exemple de calcul du poteau (55×55) cm<sup>2</sup>:

✓ Soit :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left( \frac{3.06}{0.55} \right) = 5.56 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{2.5 \times (164.535 \times 10^{-3}) \times 0,15}{0.55 \times 400} = 2,88 \text{cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r = 40 \phi_{max} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) = \min(20 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l = 15 \times 2 = 30 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ **Quantité d'armature minimale**

$$\lambda_g \geq 5, A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b)$$

$$\lambda_g \leq 3, A_t^{\min} = 0,8\%(t \times b)$$

On a :  $\lambda_g = 5.19 > 5$ .

On aura :

$$A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b) = 0,3\%(20 \times 55) = 2.48 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour **6HA10=4.74cm<sup>2</sup>**

➤ **Résultats de ferrailage des armatures transversales**

**Tableau.5.4.** Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types des poteaux

Niveau	Section (cm)		$\phi_l^{\min}$ (cm)	$L_0$ (cm)	$\lambda_g$	$V_u$ (kN)	$t$ zone nodal (cm)	$t'$ zone courante (cm)
	b	h						
s/sol+RDC	55	55	1.6	408	5.56	226.07	10	15
1 <sup>re</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	50	55	1.6	306	5.56	209.99	10	15
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	50	50	1.6	306	6.12	186.76	10	15
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	45	50	1.6	306	6.12	165.43	10	15
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	45	45	1.6	306	6.80	155.34	10	15
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	40	45	1.6	306	6.80	96.39	10	15
11 <sup>eme</sup> étage	40	40	1.4	306	7.65	78.32	10	15

Niveau	Section (cm)		$\rho_a$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	Barres
	b	H					
s/sol+RDC	55	55	2.50	3.85	1.65	4.74	6HA10
1 <sup>re</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	50	55	3.75	5.91	1.65	4.74	6HA10
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	50	50	3.75	5.25	1.50	4.74	6HA10
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	45	50	3.75	5.17	1.50	4.74	6HA10
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	45	45	3.75	3.24	1.35	4.74	6HA10
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	40	45	2.50	2.26	1.35	3.16	4HA10
11 <sup>eme</sup> étage	40	40	2.50	1.84	1.20	2.01	4HA8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**5.2.5. Vérifications :**

➤ **vérification au flambement (effort normal ultime)**

Selon le BAEL91 (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 (flambement) .

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et le plus élancé.

➤ **Critère de la stabilité de forme :**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_{max} < N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (\text{Article B.8.4.1}).$$

Avec :

$B_r$  : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1,5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

**Tableau .5.5 :** Justification de l'effort normale ultime et l'effort normal maximum.

Niveau	section	$L_0$ (cm)	$I_f$ (cm)	$i$ (cm)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm)
Sous sol et RDC	55×55	408	285.6	15.88	17.99	0.807	22.47
1 <sup>re</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	50×55	306	214.2	14.84	14.84	0.820	20.35
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	50×50	306	214.2	14.84	14.84	0.820	18.43
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	45×50	306	214.2	12.99	16.49	0.814	16.51
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	45×45	306	214.2	12.99	16.49	0.814	14.79
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	40×45	306	214.2	11.55	18.55	0.805	13.07
11 <sup>eme</sup> étage	40×40	306	214.2	11.55	18.55	0.805	11.55

Niveau	section	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_u$ (kN)	$N_{max}$	observation
Sous sol et RDC	55×55	2809	4206.02	3140.64	vérifier
1 <sup>re</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	50×55	2544	3871.27	2749.82	vérifier
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	50×50	2304	3506.05	2200.64	vérifier
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	45×50	2064	3115.47	1694.27	vérifier

7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	45×45	2809	4240.00	1220.28	vérifier
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	40×45	2544	3797.13	764.32	vérifier
11 <sup>eme</sup> étage	40×40	2304	3438.91	390.24	vérifier

➤ Vérification aux sollicitations tangentielles :

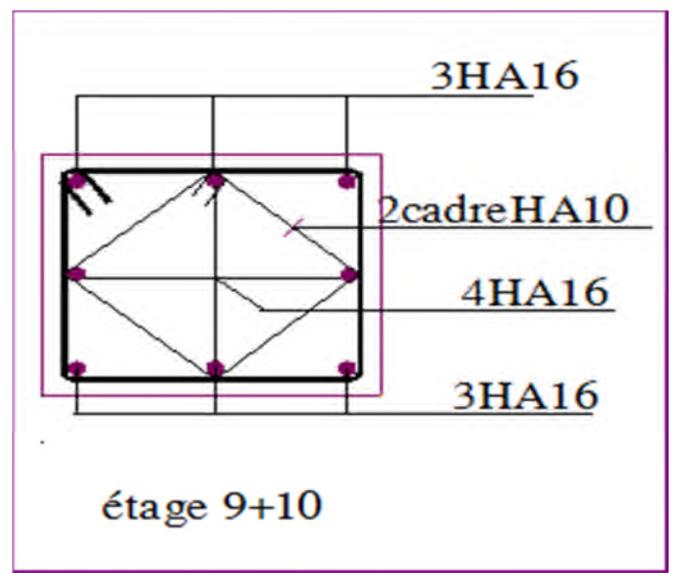
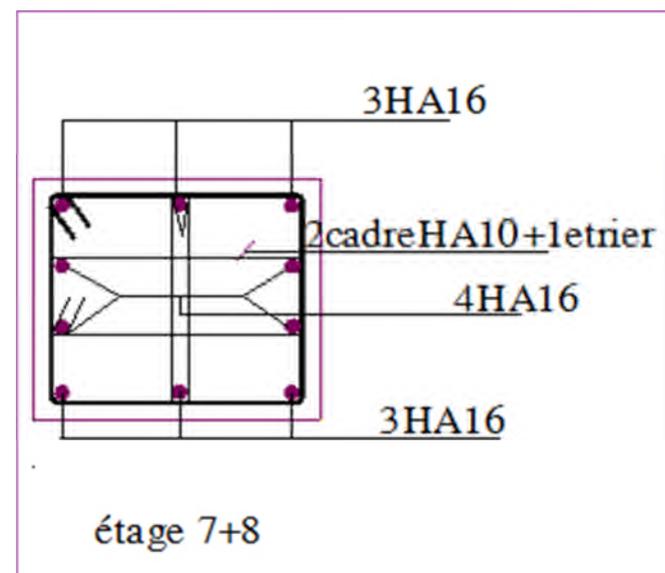
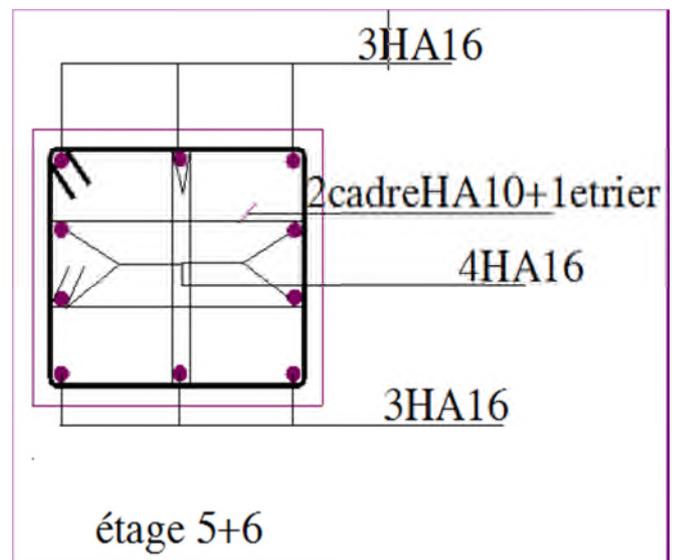
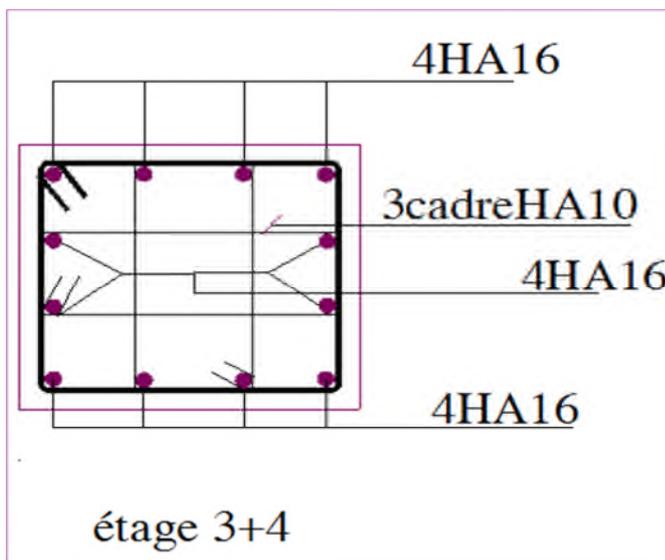
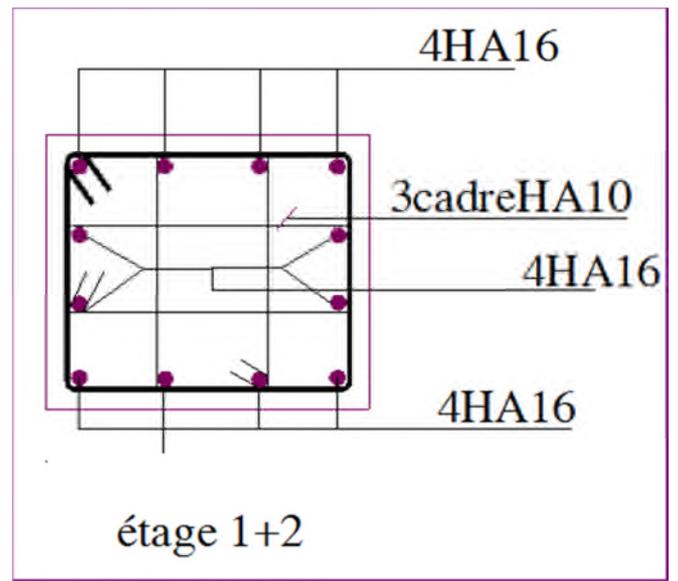
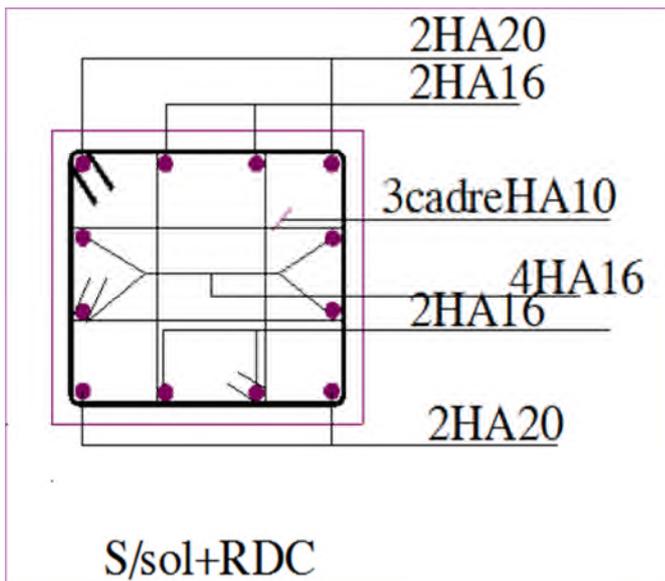
Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau .5.6 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	$V_u$ (kN)	$\tau$ (MPa)	$\tau^{adm}$ (MPa)	observation
Sous sol et RDC	55×55	7.42	0.075	49.5	226.07	0.83	1.87	Vérifier
1 <sup>re</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	50×55	5.56	0.075	45.0	209.99	0.93	1.87	Vérifier
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	50×50	6.12	0.075	45.0	186.76	0.83	1.87	Vérifier
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	45×50	6.12	0.075	40.5	165.43	0.90	1.87	Vérifier
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	45×45	9.07	0.075	40.5	155.34	0.85	1.87	Vérifier
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	40×45	6.80	0.075	36.0	96.39	0.67	1.87	Vérifier
11 <sup>eme</sup> étage	40×40	7.65	0.075	36.0	78.32	0.54	1.87	Vérifier



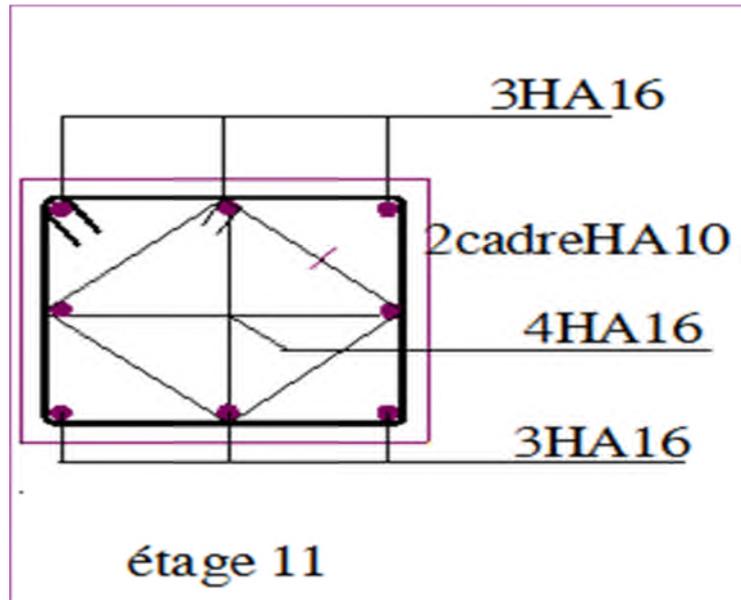


Figure.5.3. Schémas de ferrailages des poteaux :

### 5.3. ETUDE DES POUTRES :

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. Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- |                 |   |                                  |
|-----------------|---|----------------------------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | } | <b>(RPA99/2003( Article 5.2)</b> |
| 2) $G+Q$        |   |                                  |
| 3) $G+Q+E$      |   |                                  |
| 4) $G+Q-E$      |   |                                  |
| 5) $0.8G+E$     |   |                                  |
| 6) $0.8G-E$     |   |                                  |

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ poutres principales (30×45),
- ✓ poutres secondaires (30×45),

5.3.1. *Recommandation du RPA99/2003*

🚧 **Armatures longitudinales :** (RPA99-2003 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.
- L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

🚧 **Armatures transversales :** (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

$b$  : largeur de la poutre.

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

–  $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{min})$  en zone nodale,

–  $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Avec :  $h$  : hauteur de la poutre

$\Phi_1$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales 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 de l’appui ou de l’encastrement.

5.3.2. *Coffrage :* (RPA99-2003 Art 7.5.1)

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases}$$

❖ **Ferraillage des poutres.**

Les poutres sont ferraiées en flexion simple. Le ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$\gamma_s$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.5	400	400

Les sollicitations maximales dans les poutres sont déduites de la modélisation par SAP 2000 .

### 5.3.3. Sollicitations de calculs :

Tableau .5.7. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V(KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V(KN)
Etage courant	167.75	151.38	180.52	152.53	160.31	250.35
Terrasse accessible	76.78	150.17	136.25	86.97	130.96	211.78
Terrasse inaccessible	64.95	112.05	121.95	45.44	58.97	46.27

### 5.3.4. Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du logiciel Robot SAP 2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures ( $A_{min}$ ) du RPA.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .5.8: Résultats de calculs de ferrailages des poutres

Niveau	type	Section	Localisation	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{RPA}$	N <sup>bre</sup> de barre
Etage courant	Poutre Principale	30×45	Travée	13.24	1.63	6.75	3HA20+3HA16 =15.45
			Appui	11.75	1.63	6.75	6HA16 =12.06
	Poutre secondaire	30×45	Travée	9.95	1.63	6.75	3HA16+3HA14 =10.65
			Appui	10.52	1.63	6.75	3HA16+3HA14 =10.68
Terrasse accessible	Poutre Principale	30×45	Travée	5.57	1.63	6.75	4HA14=6.16
			Appui	9.78	1.63	6.75	3HA16+3HA14 =10.68
	Poutre secondaire	30×45	Travée	6.36	1.63	6.75	3HA14+2HA12 =6.88

			Appui	9.96	1.63	6.75	3HA16+4HA12 =10.55
Terrasse inaccessible	Poutre Principale	30×45	Travée	4.66	1.63	6.75	4HA14=6.16
			Appui	8.37	1.63	6.75	2HA16+4HA12 =8.54
	Poutre secondaire	30×45	Travée	2.77	1.63	6.75	3HA12=3.39
			Appui	4.21	1.63	6.75	3HA14=4.62

✚ Les armatures transversales :

❖ Poutres principales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_i^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1,14; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$  (un cadre et un étrier)

❖ Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min\left(\phi_i^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1,28; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$  (un cadre et un étrier)

5.3.5. Calcul des espacements des armatures transversales :

❖ Poutres principales :

Selon le RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_i^{\min}\right).$$

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min(11,25, 14, 4) = 10cm$$

Soit :  $S_t = 10 cm$

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5c$$

Soit :  $S_t = 15cm$

❖ **Poutres secondaire**

Selon le **RPA99 Art (7.5.2.2)** :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right).$$

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(8,75 ; 14,4) = 8,75 cm$$

Soit :  $S_t = 8,5cm$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5cm$$

Soit :  $S_t = 15cm$

❖ **Les longueurs de recouvrement :**

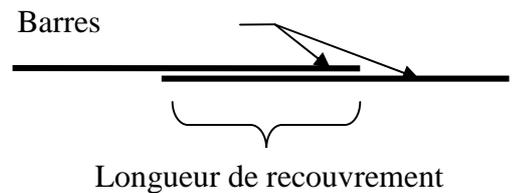
D'après le **RPA99 (Art 7.4.2.1)**

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II

$\phi = 12mm$   $L_r > 40 \times 12 = 48 cm$  on adopte  $L_r = 50 cm$

$\phi = 14mm$   $L_r > 40 \times 14 = 56 cm$  on adopte  $L_r = 60 cm$

$\phi = 16mm$   $L_r > 40 \times 16 = 64 cm$  on adopte  $L_r = 65 cm$



**5.3.6. Vérification des sections armatures transversales :**

✓ **Poutres principales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30$$

(RPA99 Art 7.5.2.2)

$$A_t^{\min} = 1.35 cm^2 < A_t = 2.01 cm^2$$

✓ **Poutres secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30$$

(RPA99 Art 7.5.2.2)

$$A_t^{\min} = 1.35 cm^2 < A_t = 2.01 cm^2$$

5.3.7. Vérifications:

❖ Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5MPa\right) \quad \text{car FPN}$$

Tableau .5.9. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>vu</sub> (MPa)	τ̄ (MPa)	Observation
Poutres principales	180.52	1.43	3.33	Vérifier
Poutres secondaires	250.35	1.98	3.33	Vérifier

❖ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

✓ Appuis de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ Appuis intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau .5.10. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	12.44	180.52	151.38	5.20	5.07	Vérifier
Secondaire	10.68	250.35	-160.31	6.87	7.07	Vérifier

5.3.8. Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times \left[ A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2 \right]$$

Tableau .5.11. Vérification de l'état limite de compression

Poutres	localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Principale	Appuis	160.91	20.47	221151	14.9	Observation
	Travée	124.06	17.34	163331	13.2	Observation
Secondaire	Appuis	130.66	16.48	148799	14.5	Observation
	travée	62.10	16.50	149091	6.9	Observation

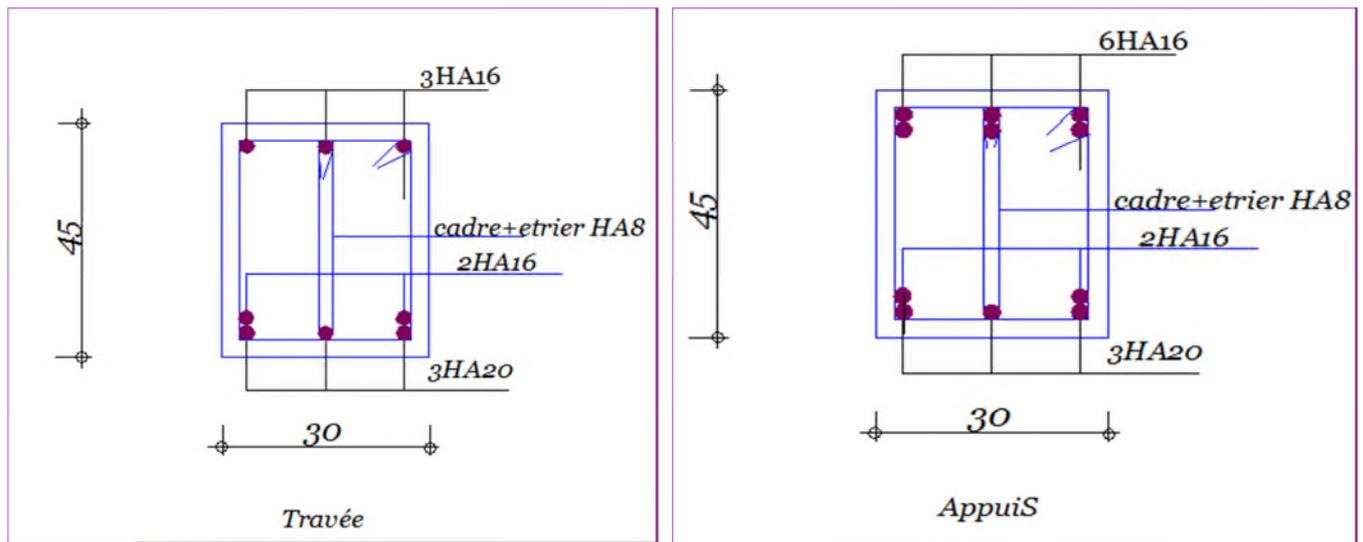


Figure 5.4. Schéma de ferrailage de la poutre principale de RDC

❖ Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que :  $|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments Supérieurs à R+2).

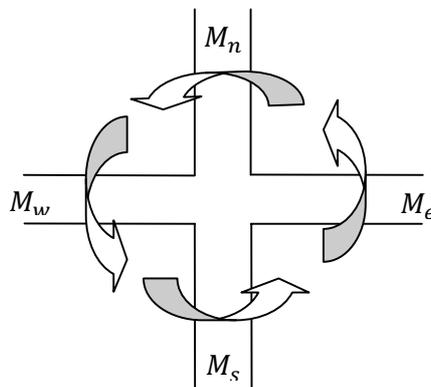


Figure .5.5. La zone nodale

**Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec :  $z = 0.9 \times h$  et  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$ .

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.5.12. Moment résistant 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)
S/sol +RDC	55×55	50	28.64	498.34
1 <sup>er</sup> +2 <sup>eme</sup>	50×55	50	24.12	419.70
3 <sup>eme</sup> +4 <sup>eme</sup>	50×50	45	24.12	377.72
5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	45×50	45	20.1	314.76
7 <sup>eme</sup> +8 <sup>eme</sup>	45×45	40.5	20.1	279.80
9 <sup>eme</sup> +10 <sup>eme</sup>	40×45	40.5	16.08	223.83
11 <sup>eme</sup> +T-ac	40×40	36	14.2	177.90

**b) 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.

**Tableau. 5.13. Moment résistant dans les poutres :**

niveau	Types	section	z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
tous les étages	PP	30×45	40.5	13.44	187.08
	PS	30×45	40.5	13.44	187.08

**Tableau. 5.14. Vérification des zones nodales**

niveau	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub>	1.25 (M <sub>E</sub> +M <sub>W</sub> )	observation
S/sol +RDC	498.34	498.34	996.68	467.7	vérifiée
1 <sup>er</sup> +2 <sup>eme</sup>	498.34	419.7	918.04	467.7	vérifiée
3 <sup>er</sup> +4 <sup>eme</sup>	419.7	377.72	797.42	467.7	vérifiée

5 <sup>er</sup> +6 <sup>eme</sup>	377.72	314.76	692.50	467.7	vérifiée
7 <sup>er</sup> +8 <sup>eme</sup>	314.76	279.80	594.56	467.7	vérifiée
9 <sup>er</sup> +10 <sup>eme</sup>	279.8	223.83	503.63	467.7	vérifiée
11 <sup>er</sup>	223.83	177.9	401.73	467.7	Non vérifiée

On remarque que la condition de RPA sur la zone nodale n'est pas vérifiée pour le dernier niveau. Bien que la vérification est facultatif dans les (2) derniers niveaux (article 7.6.2) on va tout de même augmenter la section d'acier pour l'étage 11 avec  $8HA16=16.08\text{cm}^2$ .

$|M_n| + |M_s| = 503.63\text{KN.m} \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) = 467.7\text{KN.m}$ , pour ce qui est de la terrasse inaccessible l'architecture nous ne donne pas des poutres continues des deux cotée des poteaux, la vérification n'est pas nécessaire.

## 5.4. ETUDES DES VOILES :

### 5.4.1. Introduction :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voile ayant des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés avec :  $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- ✓ Voiles courts avec :  $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause les modes de rupture suivants :

- ✓ Flexion.

- ✓ flexion par effort tranchant.
- ✓ par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

#### 5.4.2. Recommandation du RPA99/2003 : les voiles comportent des

##### a. Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

$l_t$ : Longueur de la zone tendue.

$e$ : Épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement :  $S_t < e$  ( $e$ : épaisseur de voile).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

##### b. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants,

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi_i$ .

##### c. Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

##### d. Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

**e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\%b \times h \rightarrow \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\%b \times h \rightarrow \text{dans la zone courante.}$$

En zone courante (non tendue) 0.10%.

 **L'espacement :**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m<sup>2</sup>. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

 **Longueurs de recouvrement :**

40∅: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20∅: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**5.4.3. Le ferrailage :**

**a. Les armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables ( $M, N$ ) pour une section ( $b \times h$ ).

La section trouvée ( $A$ ) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 2003.

**b) Les armatures horizontales :**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{Ah}{e \cdot Sh} \geq \frac{\tau_u}{(0.8 \cdot f_e)}$$

$$\tau_u = 1.4V_d / (e \times d) = 1.4 \times 130.3511 \times 10^3 / (0.251 \times 75) = 0.417 \text{ MPa}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

$A_V^{\min} /_{\text{voile}}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$(A_{\min} = 0,15 \% b \cdot l)$$

$A_V^{\text{calculée}} /_{\text{face}}$  : Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_V^{\text{adoptée}} /_{\text{face}}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

$S_t$  : Espacement.

$A_h^{\min} /_{\text{voile}}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ( $A_{\min} = 0,15 \% b \cdot l$ )

$A_h^{\text{calculée}} /_{\text{face}}$  : Section d'armature calculée ( $A_V^{\text{adoptée}} / 4$ ).

$A_h^{\text{adoptée}} /_{\text{ml}}$  : Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{\text{bre}} /_{\text{ml}}$  : Nombre de barres adopté par un mètre linière.

#### **5.3.4. Calcul du ferrailage du voile :**

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

$$S \leq \min (1.5e, 30\text{cm}).$$

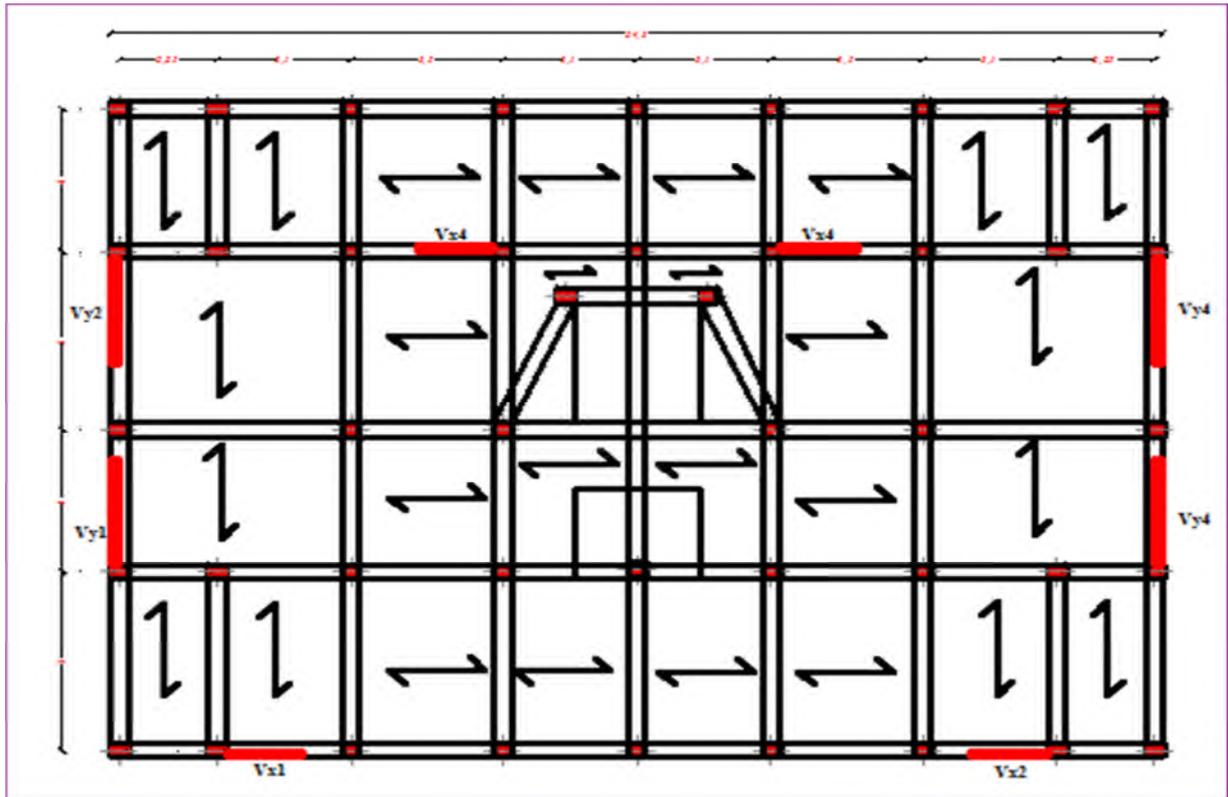


Figure 5.6. Schéma de répartition des voiles

🏗️ Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP2000 nous donne les sollicitations (N. M. V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

5.4.4. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau .5.15. Sollicitations maximales de calcul dans les voiles (Vx1, Vx2, Vx3, Vx4)

niveau	Voile	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
1 <sup>er</sup> → 5 <sup>eme</sup>	V1	1004.49	-44.04	-191.65	623.02	280.21	-180.47	130.35
6 <sup>eme</sup> → 9 <sup>eme</sup>	V5	1270.35	83.39	168.75	1065.52	453.93	72.21	105.91
10 <sup>eme</sup> → 13 <sup>eme</sup>	V10	729.77	91.03	114.03	590.47	282.04	-8.05	78.46

**Tableau .5.16.** Sollicitations maximales de calcul dans les voiles (Vy1, Vy3)

niveau	voile	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
1 <sup>er</sup> → 5 <sup>eme</sup>	V1	1293.01	-584.74	-584.74	1293.01	474.47	184.05	333.53
6 <sup>eme</sup> → 9 <sup>eme</sup>	V5	1627.96	97.59	528.53	865.54	495.12	499.15	264.43
10 <sup>eme</sup> → 13 <sup>eme</sup>	V10	815.76	63.08	219.81	445.49	258.1	198.81	136.89

**Tableau .5.17.** Sollicitations maximales de calcul dans les voiles (Vy2, Vy4)

niveau	voile	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
1 <sup>er</sup> → 5 <sup>eme</sup>	V1	1159.34	-412.74	-412.74	1159.34	437.82	-181.49	264.51
6 <sup>eme</sup> → 9 <sup>eme</sup>	V5	1453.34	23.27	321.62	813.02	494.69	300.98	182.97
10 <sup>eme</sup> → 13 <sup>eme</sup>	V10	803.88	-29.81	-194.04	603.32	218.13	136.38	135.65

**5.4.5. Calcul du Ferrailage :**

**✚ Calcul du ferrailage :**

On va exposer deux exemples de calcul pour **le voile Vx1 :**

**❖ Voile Vx1 de S/sol :**

**A). Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$  :**

**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.

$L = 1.8m, d = 1.75m, e = 0.2 m.$

$N_{\max} = 1004.49\text{KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 44.04\text{KN.m.}$

$e_G = M/N = 0.044m < l/2 = 0.9m \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$N(d - d') - MA \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b . h . f_{bu} \dots\dots (I)$

$MA = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 44.04 + 1004.49 \times (1.75 - 0.9) = 897.85\text{KN.m}$

$(I) \Rightarrow 1004.49 \times 10^{-3} \times (1.75 - 0.9) - 897.85 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 1.8 - 0.81 \times 0.05) \times 1.8 \times 0.2 \times 14.2$

$(I) \Rightarrow 0.044 < 2.89$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{897.85 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.75^2 \times 14.2} = 0.103$$

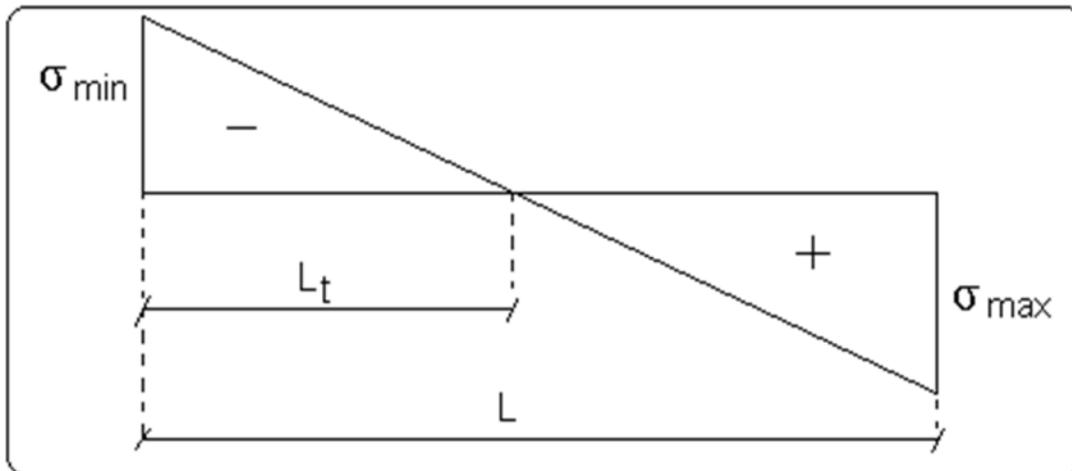
$$\mu_{bu} = 0.103 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.136$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 1.65m$$

$$A_1 = \frac{M_a}{Z \times f_{bu}} = \frac{897.85 \times 10^{-3}}{1.65 \times 348} = 15.59cm^2$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**



$$y=L/2, \quad I= (eL \times^2)/12$$

$$\sigma_{max} = N/B + (M \times Y)/I = 1004.49 \times 10^{-3} / 0.36 + (44.04 \times 10^{-3} \times 0.9) / 0.097 = 3.2MPa$$

$$\sigma_{min} = N/B - (M \times Y)/I = 1004.49 \times 10^{-3} / 0.36 - (44.04 \times 10^{-3} \times 0.9) / 0.097 = 2.38 MPa$$

Soit  $L_t$  la longueur de la partie tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = 0.768m$$

$$A_{min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 247 = 30.72cm^2. \quad (A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

**b).Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 130.35 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} > \frac{\tau_u}{0.8 f_e} \quad \text{tel que :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 130.354 \times 10^{-3}}{0.25 \times 1.75} = 0.417 \text{ MPa}$$

Soit :  $S_h = 25 \text{ cm} \quad \rightarrow A_h > 0.652 \text{ cm}^2$

**Tableau. 5.18.** Sollicitation de calcul dans le voile ( $V_{x1}$ ) dans tous les niveaux :

niveau	S/sol $\rightarrow$ 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> $\rightarrow$ 9 <sup>eme</sup>	10 <sup>eme</sup> $\rightarrow$ 13 <sup>eme</sup>
Section	1.8*0.2	1.8*0.2	1.8*0.2
M (KN)	44.04	83.39	91.03
N (KN)	1004.49	1270.35	729.77
V (KN)	130.35	105.90	78.46
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} \text{ (MPa)}$	5	5	5
$A_v^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	15.59	20.58	12.20
$A_v^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	5.4	5.4	5.4
$A_v^{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	18.72	20.60	12.56
$N^{bre} / \text{face}$	4HA20+4HA14	4HA20+4HA16	4HA16+4HA12
$S_t \text{ (cm)}$	25	25	25
$A_h^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	0.652	0.529	0.251
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	0.75	0.75	0.75
$A_h^{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	2.01	2.01	2.01
$N^{bre} / \text{plan}$	4HA8	4HA8	4HA8
$S_t \text{ (cm)}$	25	25	25

**Remarque :** les voiles ( $V_{x2}$ ,  $V_{x3}$ ,  $V_{x4}$ ) seront ferrillées comme le voile  $V_{x1}$  par ce qu'ils ont une même section de  $(0.2 \times 1.8) \text{ m}^2$  et dans une travée de 3.1m

**Tableau. 5.19.** Sollicitation de calcul dans le voile ( $V_{y1}$ ) dans tous les niveaux :

niveau	S/sol $\rightarrow$ 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> $\rightarrow$ 9 <sup>eme</sup>	10 <sup>eme</sup> $\rightarrow$ 13 <sup>eme</sup>
Section	3*0.2	3*0.2	3*0.2
M (KN)	-584.74	97.59	63.08
N (KN)	1293.01	1627.96	815.76

$V$ (KN)	333.53	264.43	136.89
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	25.28	25.27	12.46
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	9	9	9
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	27.46	27.46	13.10
$N^{bre}$ / face	6HA16+10HA14	6HA16+10HA14	6HA12+8HA10
$S_t$ (cm)	20	20	25
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.124	0.980	0.507
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.75	0.75	0.75
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.01	2.01	2.01
$N^{bre}$ / plan	4HA8	4HA8	4HA8
$S_f$ (cm)	25	25	25

Tableau. 5.20. Sollicitation de calcul dans le voile ( $V_{Y2}$ ) dans tous les niveaux :

niveau	$S/sol \longrightarrow 5^{eme}$	$6^{eme} \longrightarrow 9^{eme}$	$10^{eme} \longrightarrow 13^{eme}$
section	3*0.2	3*0.2	3*0.2
$M$ (KN)	412.74	23.27	29.81
$N$ (KN)	1159.34	1453.34	803.88
$V$ (KN)	264.52	182.97	135.64
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	21.34	21.73	11.94
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.4	5.4	5.4
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	23.36	23.36	13.10
$N^{bre}$ / face	6HA16+10HA12	6HA16+10HA12	6HA12+8HA10

$S_t$ (cm)	20	20	25
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.981	0.678	0.503
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.75	0.75	0.75
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.01	2.01	2.01
$N^{bre}$ / plan	4HA8	4HA8	4HA8
$S_t$ (cm)	25	25	25

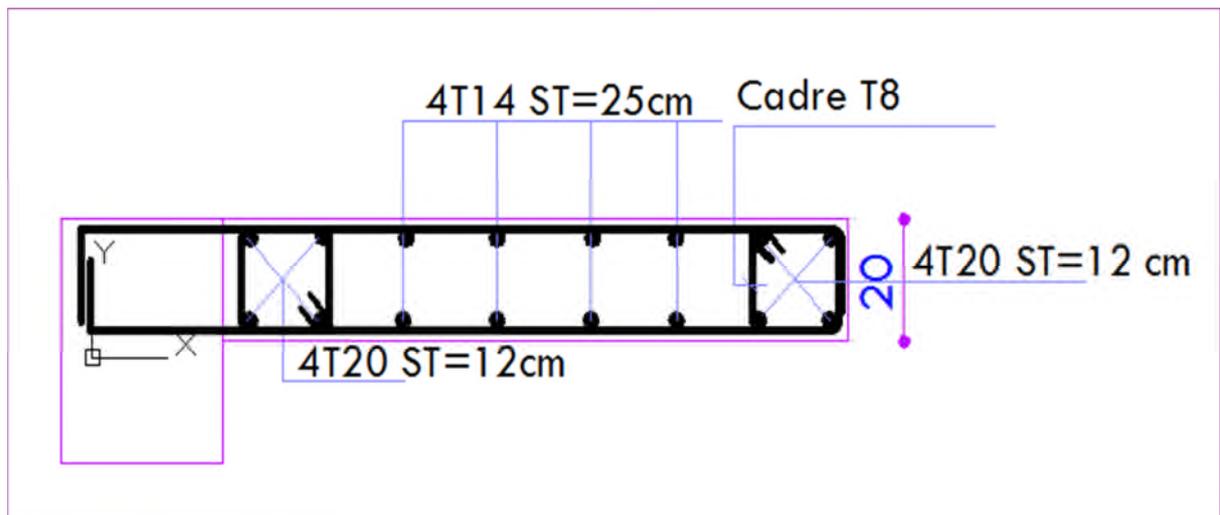


Figure.5.7.schéma de ferrailage du voile Vx1

#### 5.4. CONCLUSION :

Au terme de ce chapitre nous avons étudiées les différents éléments principaux, le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

## 6.1. INTRODUCTION

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux.

Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encadrée. Dans ce cas on doit disposer un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage.

On utilise généralement pour cela des voiles périphériques qui doivent le ceinturer.

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait tenant compte les conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances adoptées entre les différents points d'appuis.
- Système structural.

## 6.2 CHOIX DE TYPE DE FONDATIONS

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, la distance entre axes des poteaux, et la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à partir de 1.5 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 2,5bars.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont estimées à:  $C=0.2$  à  $0.6$  bars,  $\phi=10^0$  à  $25^0$  et  $\gamma_h=18$  KN/m<sup>3</sup>

On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

## 6.3. COMBINAISONS D'ACTIONS A CONSIDERER

D'après RPA 99/2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1)  $G+Q+E$
- 2)  $0.8 \times G \pm E$

## 6.4. ETUDE DES FONDATIONS

### 6.4.1. Vérification de La semelle isolée

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

$N_{sup}$  : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le logiciel SAP 2000

$N_{inf}$  : effort normal transmis par le Poteau de l'infrastructure + le Poids estimé de la semelle.

$S$  : surface d'appui de la semelle.  $S=A^2$

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$N = 2456.531 \text{ KN}$  et  $\overline{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bar}$

Les poteaux de notre structure ont des sections carré à la base (a x a) donc, on opte pour des semelles carré (A x A).

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

On aura :

$$A = \sqrt{\frac{2456.531 \times 10^{-3}}{0,15}} \rightarrow A \geq 4,04 \text{ m} \rightarrow A = 4,10 \text{ m}$$

#### Remarque

selon l'axe x-x, dans l'entre axe minimale entre les poteaux (2.5m), d'où l'emploi des semelles isolée ne convient pas il y'aura un chevauchement.

### 6.4.2. Dimensionnement de la semelle filante

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante les autres semelles seront calculées de la même manière

**Selon ( y-y' ) :**

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

$B$  : Largeur de la semelle.

$L$  : Longueur de la semelle.

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1161.157 \text{ KN}$$

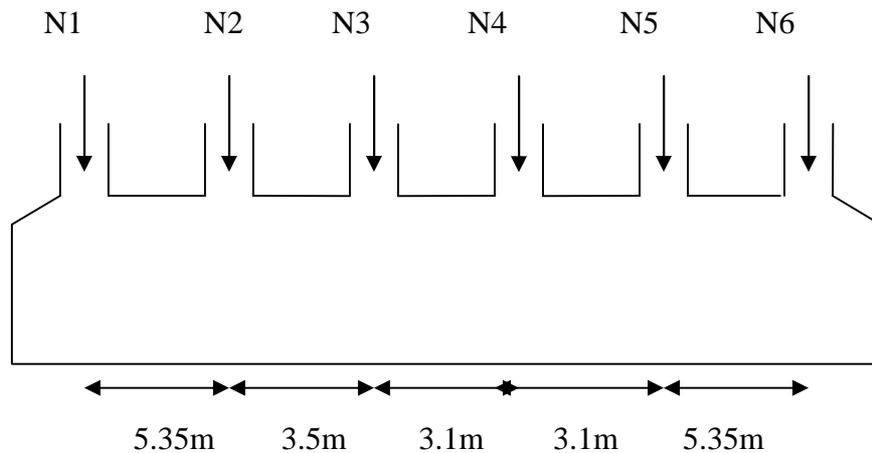
$$N_2 = 2006.118 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1112.850 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1674.101 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2006.664 \text{ KN}$$

$$N_6 = 1158.619 \text{ KN}$$



**Figure 6.1.** Semelle filante dans le sens x-x

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 9619.5 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } R = \sum N_i = 3142,933 \text{ KN}$$

$$L = 24.3 \text{ m}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \sigma \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma \times L} \rightarrow B \geq \frac{9,9195}{0,15 \times 24,3} = 2,72 \text{ m}$$

On opte pour  $B = 2,80 \text{ m}$

### Remarque

Selon l'axe y-y, dans l'entre axe minimale entre les poteaux (4m), d'où l'emploi des semelles filantes ne convient pas il y'aura un chevauchement donc on passe au radier nervuré.

### 6.4.3. Vérification de Radier général :

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et en tendance à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier, qui occupera la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas, on doit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieures.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

➤ **Etude de radier**

• **dimensionnement**

**A-Condition de coffrage**

➤ **Pour les nervures**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec  $h_t$  est la hauteur de la nervure.

$L_{\max}$ : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 535 - 55 = 480 \text{ cm}$$

donc  $h_t \geq 48 \text{ cm}$

➤ **Pour la dalle**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_r \geq 24 \text{ cm}$$

**B- Condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad L_e : \text{est la longueur élastique}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol.

$$\begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{tres mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{trés bon sol} \end{cases}$$

b : la largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.35^4 \times 40}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^4}} \Rightarrow h_t \geq 0.688 \text{ m}$$

A partir des trois conditions précédentes on prend  $h_t=0.90\text{m}$  pour les nervures du radier.

➤ **La surface du radier**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

➤ **Calcul du Poids**

$N_{ser} = 73397.873 \text{ KN}$  (réactions totales transmises par la superstructure).

$$P_{rad} = \rho \times s \times h_r$$

$$P_{rad} = 0.4 \times 447.12 \times 25 = 4471.2 \text{ KN (Poids du radier)}$$

$$N_{ser} = 73397.87 + 4471.2 = 77869.07 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{77869.07}{150} = 519.13 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 519.13 > S_{bat} = 447.12 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} < S_{rad} \Rightarrow \text{Le radier déborde.}$$

$$\text{Calcul du débord : } D = \frac{S_{rad} - S_{bat}}{\text{perimetre}} ; p = 85.4 \text{ m.}$$

Soit le radier déborde de 1m.

**c) Condition de cisaillement**

$$V_u = \frac{V_d}{d \times b} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{rad}} \quad V_u = \frac{100455.843 \times 4.8 \times 1}{2 \times 519.13} = 464.42 \text{ KN}$$

$N_u$ : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable (ELU).

$$d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = \frac{464.42 \times 10^{-3} \times 1.5}{1.75} = 0.398 \text{ m}$$

A partir de ces condition on opte pour :

- $h_t=90\text{cm}$  pour les nervures de radier.

- $h_r=40\text{cm}$  pour la dalle du radier.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique**

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : coefficient de sécurité = 1,5

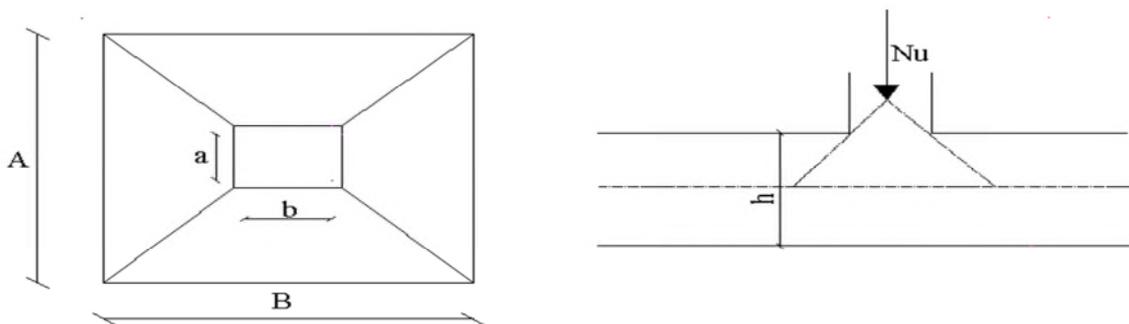
H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 4.08 m

S : surface totale du radier = 519.13m<sup>2</sup>

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau)

$N = 77869.07 \geq 1.5 \times 4.08 \times 519.13 \times 10 = 31770.756 \text{ KN} \dots \dots$  La condition est vérifiée.

➤ **Vérification au poinçonnement**



**Figure 6.2.** Schéma correspondant au poinçonnement

Selon le **BAEL 99(articl A.5.2 ,41)**,il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant ,cette verification s'effectue comme suit :

Il faut vérifier que :  $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$h$ : l'épaisseur du radier

$N_d$  : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$U_c$ : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (55×55) cm<sup>2</sup>,

$$U_c = 2 \times (A + B) \quad ; \quad \begin{cases} A = a + h_t = 0.55 + 0.90 = 1.45m \\ B = b + h_t = 0.55 + 0.90 = 1.45m \end{cases}$$

On trouve :  $U_c = 5.8m$

$$N_u = 3354.841KN$$

$$N_d = 3.354841MN \leq 0.045 \times 5.8 \times 0.90 \times \frac{25}{1.5} = 3.91MN \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**Donc  $h_t = 0.90 m$**

➤ **Vérification des contraintes dans le sol**

**Calcul des contraintes sous le radier**

➤ **sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

$N$  : l'effort normal du aux charge verticales.

$M$  : moment sismique a la base.

$$I_x = 12614.74m^4 \text{ et } X_G = 12.15m$$

$$I_y = 22001.66m^4 \text{ et } Y_G = 9.20m$$

$$M_x = 5615.617KN.m; M_y = 14799 KN.m$$

$$N_{ser} = 77869.07KN$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{77869.07}{519.13} + \frac{5615.62 \times 0.20}{12614.74} = 0.15 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{77869.07}{519.13} - \frac{5615.62 \times 9.20}{12614.74} = 0.149 MPa$$

$\sigma_1, \sigma_2$  : Sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.15 + 0.149}{4} = 0.149 < 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

➤ **sens yy:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{77869.07}{519.13} + \frac{14799 \times 12.15}{22001.66} = 0.158 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{77869.07}{519.13} - \frac{14799 \times 12.15}{22001.66} = 0.149 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.15 + 0.149}{4} = 0.158 > 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0.158 \text{ MPa} > \sigma_{sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée dans le sens yy .

Donc la surface de radier devient :  $S_{rad} = 549 \text{ m}^2$

Calcul du débord :  $D = \frac{S_{rad} - S_{bat}}{\text{perimetre}}$  ;  $p = 85.4 \text{ m}$ .

Soit le radier déborde aussi de 0.4m dans le sens y-y.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA 99/2003**. On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

➤ **Sens xx :**  $e = \frac{5615.62}{77869.07} = 0.072 \text{ m} < \frac{24.3}{4} = 6.07 \text{ m}$

➤ **Sens yy :**  $e = \frac{14799}{77869.07} = 0.19 \text{ m} < \frac{18.4}{4} = 4.6 \text{ m}$

**6.4.4. Ferrailage du radier**

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

**a-Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{104927043}{549} = 191.12 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{7786907}{549} = 141.83 \text{ KN/m}^2.$$

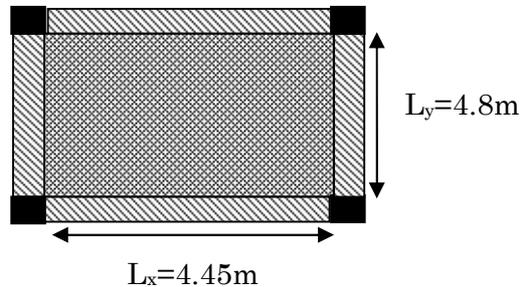


Figure 6.3. Dalle sur 04 appuis

$N_u$  : est l'effort normal ultime ramène par la superstructure, et l'infrastructure.

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{4.45}{4.8} = 0.93 > 0.4$$

⇒ la dalle travaille dans les deux sens

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

**b-Calcul de Ferrailage :**

- À l'ELU : ( $v = 0$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II).}$$

$$M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0428 \times 191.12 \times 4.45^2 = 161.98 \text{ KNm}$$

$$M_0^x = 161.98 \text{ KNm}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 161.98 \times 0.845 = 136.87 \text{ KN.m}$$

**Calcule des moments réels**

➤ **En travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 129.58 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 109.50 \text{ KN.m}$$

➤ **En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4M_a^x = -64.79 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.85) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Condition de non fragilité :**

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} A^{\min}_x = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r \\ A^{\min}_y = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Avec :  $\rho_0 = 0.0008$  pour des HA et  $f_e E400$

$$\begin{cases} A^{\min}_x = 0.0008 \times (3 - 0.93) \times 100 \times 85 / 2 = 7.03 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A^{\min}_y = 0.0008 \times 100 \times 85 = 6.8 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

**Tableau 6.1. Ferrailage du radier**

localisation	Sens	M (KN.m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Chois des armature	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	x-x	129.58	4.57	7.03	7.70	5HA14	20
	y-y	109.50	3.86	6.80	7.70	5HA14	20
Appuis	x-x	64.79	2.28	7.03	7.70	5HA14	20

**Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{armatures // } L_x : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ \text{armatures // } L_y : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

**Vérification a l'ELU :**

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{191.12 \times 4.45}{2} \times \frac{4.8^4}{4.45^4 + 4.8^4} = 244.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{244.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.83} = 0.3 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.07 / \gamma_b \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

**Vérification à l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.05 \\ \mu_y = 0.8939 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II).}$$

$$N_{ser} = 7786907 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \Rightarrow Q_u = \frac{77869.07}{549} \Rightarrow Q_s = 141.34 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^x = \mu_x \times Q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.05 \times 141.34 \times 4.45^2$$

$$M_0^x = 139.94 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 139.94 \times 0.8939 = 125.09 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 118.94 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 106.33 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -55.98 \text{ KN.m}$$

### Etat limite de compression du béton :

- **En travée :**

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$y = 12.88 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\Rightarrow I = 644533 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 2.74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Pas de risque de fissuration de béton

### Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

fissuration nuisible  $\Rightarrow$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.6 MPa.$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6.2.** Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

localisation	sens	M <sub>ser</sub>	Y	I	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub>
Travée	x-x	111.95	12.88	644533	2.24	15	180.09	201.66
	y-y	100	9.26	338378	2.74	15	326.88	201.66
Appui	x-x	55.98	9.26	338378	1.37	15	142.54	201.66

La contrainte ni pas vérifier selon y-y donc on augmente la section d acier a **8HA16**

### 6.4.5. Ferrailage des débords

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur dans le sens x-x soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 59.56 KNm$$

$$A_s = 2.06 cm^2. A_{min} = 8.31 cm^2.$$

On adopte 4HA14+2HA12=8.42cm<sup>2</sup>

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 MPa$$

Sachant que :  $V_u = q_u \times l = 119.12 KN$

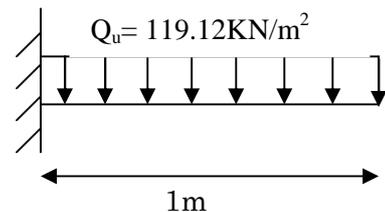
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.143 MPa < 1.16 MPa$$

Le débord est assimilé à une console de 1.4m de longueur dans le sens y-y soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 116.74 KNm$$

$$A_s = 4.06 cm^2. A_{min} = 8.31 cm^2.$$

On adopte 4HA14+2HA12=8.42cm<sup>2</sup>



**Figure 6.4.** Schéma statique du débord dans le sens x-x

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{MPa}$$

Sachant que :  $V_u = q_u \times l = 166.77 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.143 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa}$$

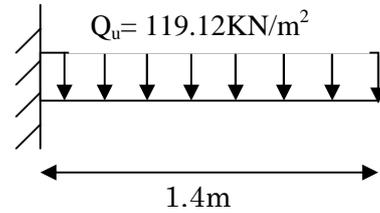


Figure 6.5. Schéma statique du débord dans le sens y-y

- Schéma de ferrailage du radier : homogénéisation du ferrailage suivant le panneau le plus sollicité.

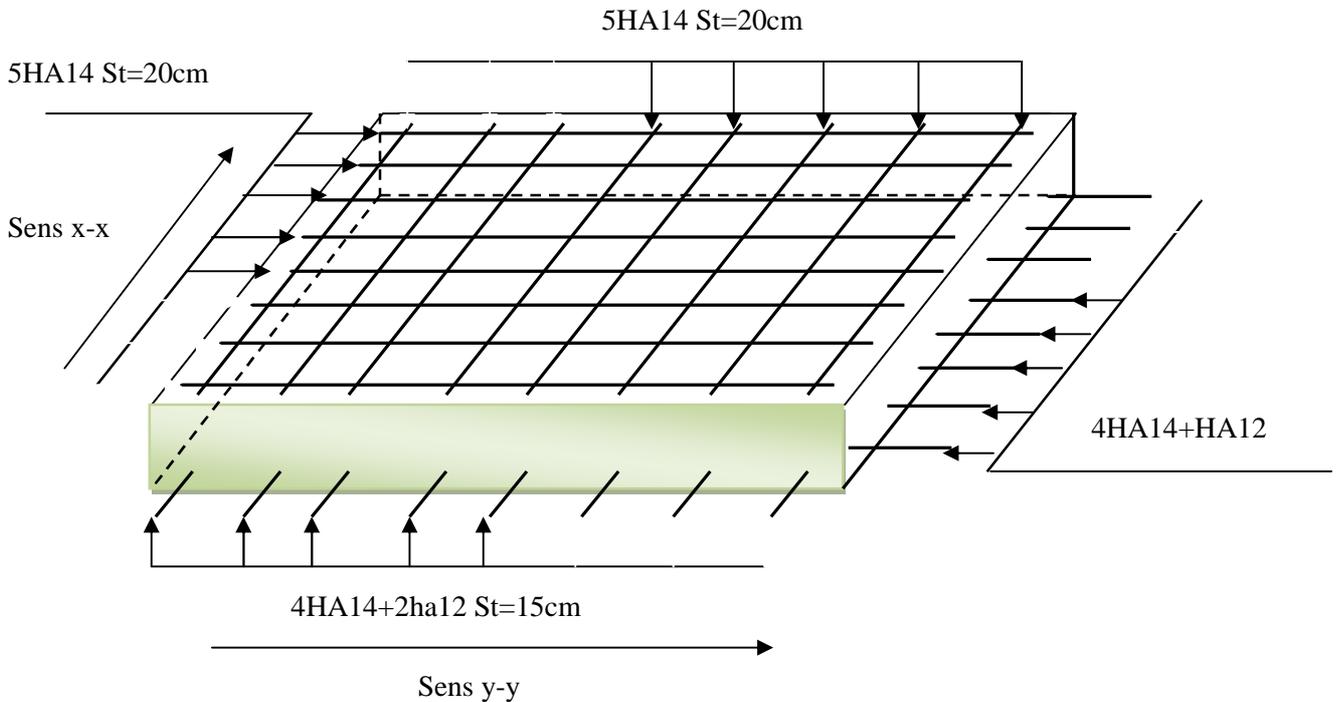


Figure 6.6. Schéma de ferrailage du radier

6.4.6. Ferrailage des nervures

Les nervures se calculent comme des poutres continues renversée avec des charges transmises par les panneaux de la dalle (trapézoïdale, triangulaire, uniforme...) (voir **tableau VI.4**), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

*Pm*: charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

$P_v$ : Charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle

**Tableau 6.3.** Répartition des charges selon les lings de rupture

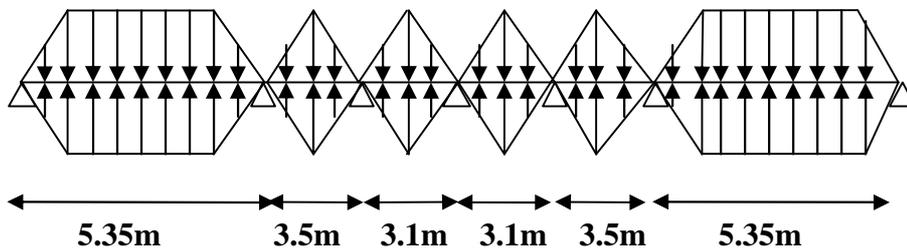
Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$ $P_v = P'_m = 2/3 Q_u l_x$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 191.12 \text{ KN/m}^2, \quad Q_s = 141.85 \text{ KN/m}$$

Selon x-x



**Figure 6.7.** Chargement de la nervure intermédiaire

**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 :

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l \end{cases}$

**Moments :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

**Avec :**  $M_g, M_d$  moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci- dessous :

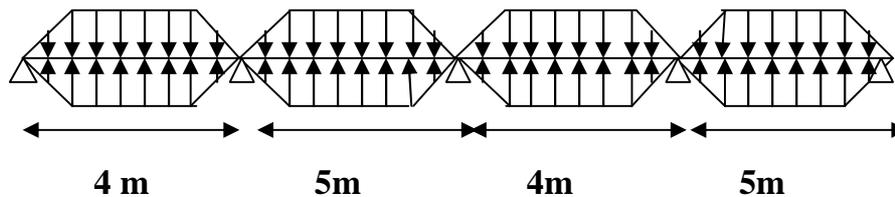
**Tableau 6.4.** Sollicitation en appuis sur la nervure dans le sens longitudinal

Appuis	$M_u$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
A	0	0	1736.071
B	-1863.776	-1383.115	-2432.810
C	-352.360	-261.484	633.691
D	-285.798	-212.087	590.747
E	-352.360	-382.464	-633.691
F	-1863.776	-183.243	2432.810
G	0	0	-1736.071

**Tableau 6.5.** Sollicitation en travée sur la nervure dans le sens longitudinal

Travée	$L_x$ (m)	$X$ (m)	$M_s$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
AB	5.35	2.228	1933.923	1435.174
BC	3.5	2.718	-216.136	-160.397
CD	3.1	1.604	155.974	115.746
DE	3.1	1.496	155.974	57.363
EF	3.5	0.782	-216.136	276.597
FG	5.35	3.122	1933.923	-76.311

Selon y-y :



**Figure 6.8.** Chargement de la nervure intermédiaire

➤ **Sens (y-y) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci- dessous :

**Tableau 6.8.** Sollicitation en appuis sur la nervure dans le sens longitudinal

Appuis	$M_u$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
A	0	0	849.802
B	-1323.991	-1056.734	2071.687
C	-1169.804	-910.32	-2010.013
D	-1741.589	-1329.489	2389.168
E	0	0	-1692.532

**Tableau 6.9.** Sollicitation en travée sur la nervure dans le sens longitudinal

Travée	$L_x$ (m)	X(m)	$M_s$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
AB	4	1.439	611.589	572.448
BC	5	2.538	1304.747	910.273
CD	4	1.758	-257.592	-75.723
DE	5	2.927	1754.578	1286.691

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0,90$  m

$h_0=0,40$  m

$b_0=0,55$  m

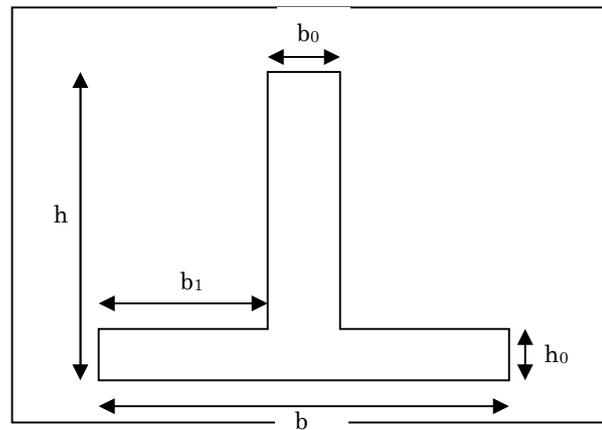
$d=0,85$  m

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10} ; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{4.8}{10} ; \frac{4.45}{2})$

$b_1 \leq \min(0,48 ; 2,22)$

soit :  $b_1 = 0,6$  m

Donc :  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,70$  m



**Figure 6.9.** Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.10.** Résultats de ferrailage de la nervure

sens	localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
x-x	Travée	1435.174	49.42	17.86	54.58	8HA20+6HA25
	Appui	1863.776	65.07	5.77	67.88	6HA32+4HA25

y-y	Travée	1286.691	44.11	17.86	54.58	8HA20+6H25
	appui	1741.589	60.56	5.77	64.40	8HA20+HA25

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

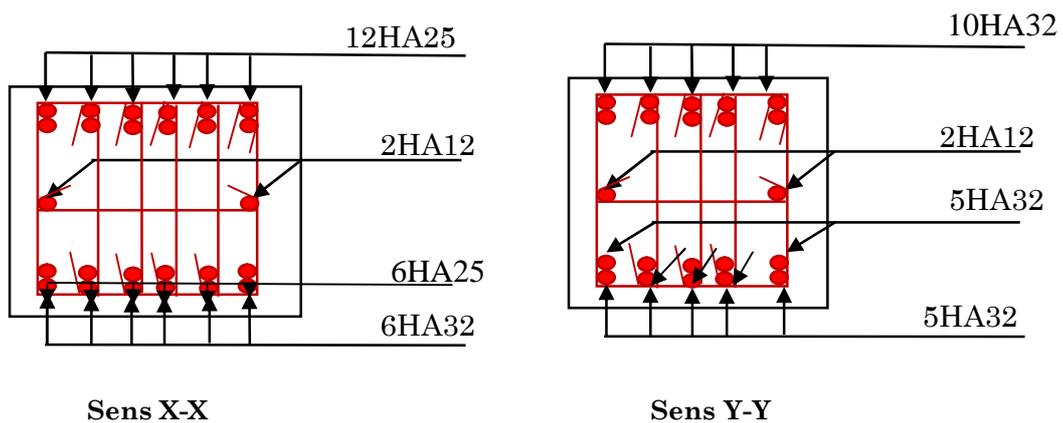
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Figure 6.11.** La vérification des contraintes

sens	localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>b</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	travée	1933.923	9.55	15	197.89	201.63
	appui	1383.115	6.76	15	158.76	201.63
y-y	Travée	1329.489	6.44	15	148.97	201.63
	appui	1754.578	8.50	15	196.60	201.63

**Schémas de ferrailage des nervures :**



**Figure 6.10.** Ferrailage des nervures

## 6.5. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement.

Selon le *RPA99/2003*, Les ossatures au-dessus de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section du béton dans les deux sens (horizontal et Vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### 6.5.1. Dimensions de voile périphérique

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

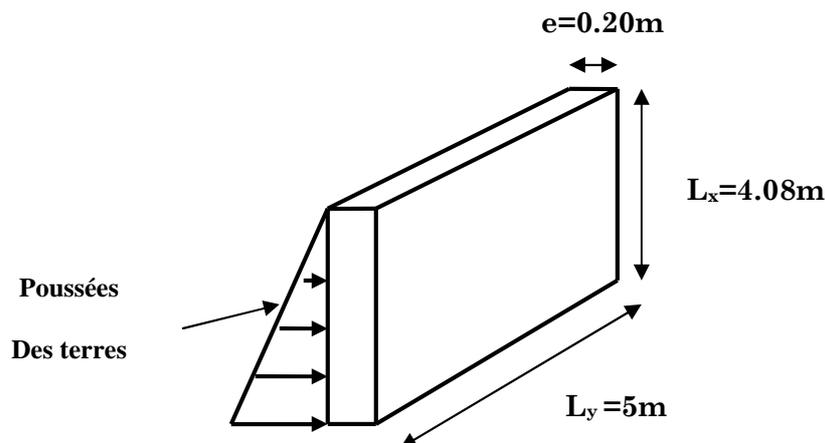


Figure 6.11. Voile périphérique

### 6.5.2. Caractéristiques géotechniques du sol

L'angle de frottement interne :  $\varphi = 25^\circ$

La cohésion :  $C = 0.6 \text{ bar} = 14 \text{ KN/m}^2$

Poids volumique des terres humide:  $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$ .

**6.5.3. Calcul des contraintes**

a) Poussée des terres :

$$P_1 = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 4.08 \times 18 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right) - 2 \times 0 \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 29.82 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge :

$$P_2 = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right) = 4.06 \text{ KN/m}^2$$

**6.5.4.ferraillage du voile :**

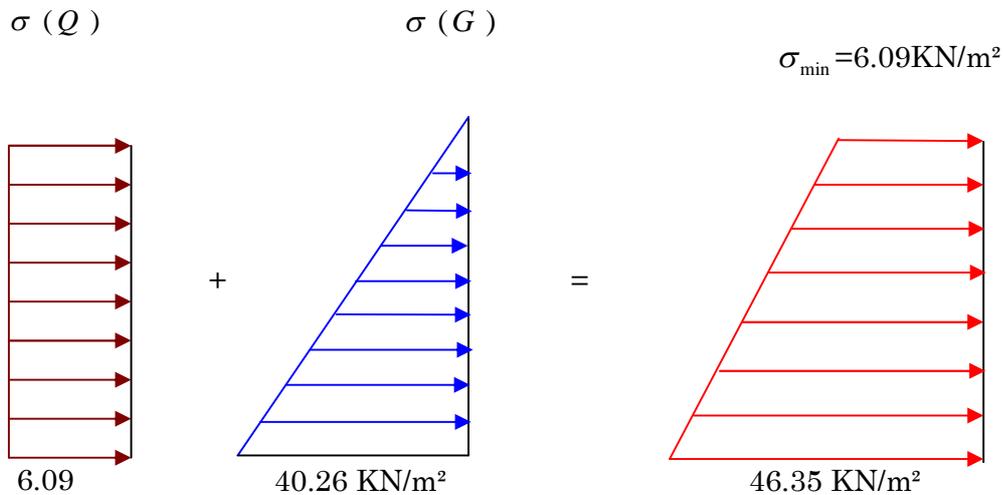
Le voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre(04) appuis.

**A L'ELU :**

$$\sigma_{\max} = 1.35\sigma_A + 1.5Q$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times 29.82 + 1.5 \times 4.06 = 46.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5Q = 6.09 \text{ KN/m}^2$$



**Figure 6.12.** Diagramme des contraintes à l'ELU

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 46.35 + 6.09}{4} = 36.28 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 36.28 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dans les caractéristiques sont :

$$L_x=4.08\text{m}; \quad L_y=5\text{m}$$

$$e=20\text{cm.} \quad ; \quad b = 100\text{cm.}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.82 > 0.4$$

Le panneau travaille dans les deux sens

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

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

$$\rho = 0.82 \rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases} \dots\dots(\text{Annexe II})$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 32.55 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 20.55 \text{ KN.m}$$

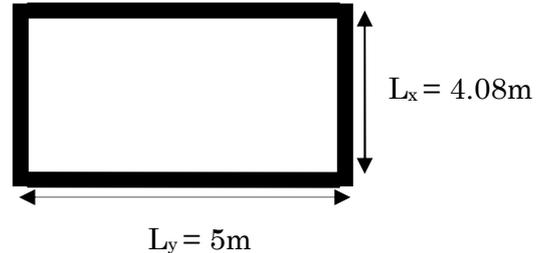


Figure 6.13. Le panneau le plus sollicité

• **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 27.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 17.47 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -13.02 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{\min} = 0.1\% b \times h \dots\dots\dots$ condition exigée par le RPA

Tableau 6.12. Tableau de ferrailage du voile

localisation	sens	M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A $\text{cm}^2$	$A_{\min}$ $\text{cm}^2$	$A_s$ $\text{cm}^2$	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
Travée	x-x	27.67	0.060	0.078	0.174	4.56	2	12.32	8HA14
	y-y	17.47	0.038	0.048	0.176	2.85	1.6	5.65	5HA12
Appuis	x-x	13.02	0.028	0.036	0.177	2.11	2.17	5.65	5HA12

**Espacement des armatures :**

Armatures //  $L_x$  :  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{cm}$ , on opte pour **st= 12cm**

Armatures //  $L_y$  :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{ cm}) = 33\text{cm}$ , on opte pour **st= 20cm**

➤ **Vérification :**

**A L'ELU :**

**Condition de non fragilité :**

➤ **En travée :**

$$\rho = 0.82 > 0.4$$

$$e \geq 12cm$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h / 2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Avec :  $\rho_0 = 0.0008$  pour des HA et  $f_e E400$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times (3 - 0.82) \times 100 \times 20 / 2 = 2cm^2 / ml \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

**En appui :**

$$A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17cm^2 / ml$$

$A_t > A_{min}$ .....condition vérifiée.

$A_a > A_{min}$  .....condition vérifiée.

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

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{36.28 \times 4.08}{2} \times \frac{5^4}{4.08^4 + 5^4} = 51.28KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{51.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.28 < \bar{\tau} = 0.07 / \gamma_b \times f_{c28} = 1.16MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

Donc Le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

**Vérification à l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases} \dots\dots\dots (Annexe II)$$

$$\sigma_{\max} = Q + G = 29.82 + 4.06 = 33.88KN / m^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 4.06KN / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 33.88 + 4.06}{4} = 26.42KN / m^2$$

$$\Rightarrow q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 26.42KN / ml$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 40.59 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 17.27 \text{KN.m}$$

• **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 34.50 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 14.68 \text{KN.m}$$

• **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 \times 34.50 \Rightarrow M_a^x = -16.24 \text{KN.m}$$

**Vérification des contraintes :**

**Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

**Les contraintes dans l'acier :**

$$\text{fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6.13.** Vérification des contraintes

localisation	sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	x-x	34.50	4.05	13686	10.22	15	176.94	201.66
	y-y	14.68	3.70	11320	5.27	15	175.03	201.66
appui	x-x	16.24	3.70	11320	2.24	15	158.21	201.66

**6. 4. Schéma de ferrailage du voile périphérique**

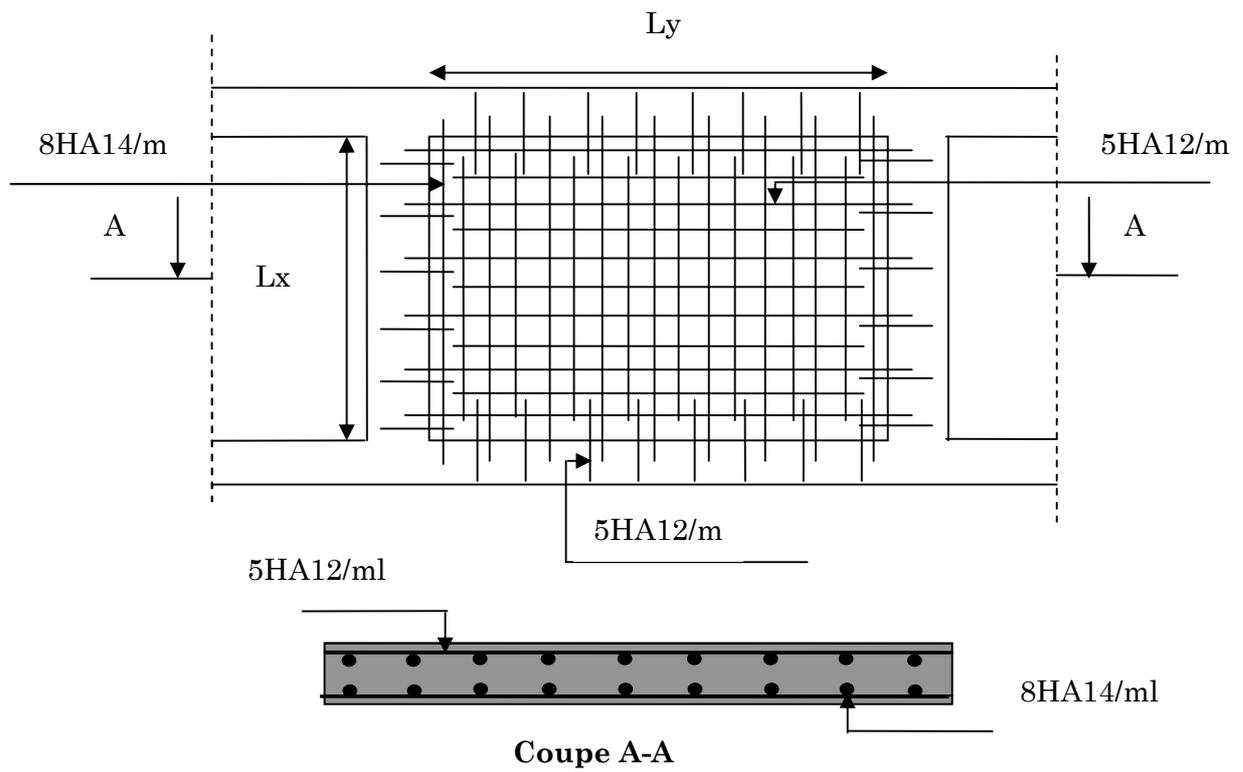


Figure 6.14. Schéma de ferrailage du voile périphérique

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces dernier ont été ferrillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
  - Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

## Liste des tableaux

Tableau 2.1.récapitulatif du pré dimensionnement des escaliers.....	19
Tableau 2.2.évaluation de la charge G de la terrasse inaccessible.....	23
Tableau 2.3 évaluation de la charge G de la terrasse accessible.....	23
Tableau 2.4 évaluation de la charge G de l'etage courant .....	23
Tableau 2.5. évaluation de la charge G des murs interieurs .....	24
Tableau 2.6. évaluation de la charge G de murs extérieurs .....	24
Tableau 2.7.évaluation des charges et des surcharges de l'escalier .....	25
Tableau 2.8. évaluation des charges G et des surcharges Q des volées .....	25
Tableau 2.9. évaluation des charges G et des surcharges Q des dalles pleines (balcon) .	26
Tableau.2.10 récapitulatif de la descente de charge du poteau P1 .....	30
Tableau 2.11. récapitulatif de la descente de charge du poteau P1 .....	33
Tableau.2.12.vérification de critere de résistance .....	35
Tableau.2.13.vérification au flambement.....	37
Tableau.2.14.tableau récapitulatif de la descente de charge du poteau P3 .....	39
Tableau.3.1.charge et surcharge revenant aux poutrelles .....	46
Tableau.3.2 calcul des moments isostatique .....	48
Tableau.3.3 résultats de calcul a l'ELU .....	51
Tableau.3.4 résultats de calcul a l'ELS .....	51
Tableau.3.5 sollicitations a l'ELU des poutrelles du plancher etage courant .....	51
Tableau.3.6 sollicitations a l'ELS des poutrelles du plancher etage courant .....	52
Tableau.3.7 sollicitations a l'ELU des poutrelles du plancher etage courant .....	52
Tableau.3.8. sollicitations a l'ELS des poutrelles du plancher etage courant .....	53
Tableau.3.9 sollicitations a l'ELU des poutrelles du plancher de la terrasse accessible .	53
Tableau.3.10. sollicitations a l'ELS des poutrelles du plancher de la terrasse accessible	54
Tableau.3.11sollicitations a l'ELU des poutrelles du plancher de la terrasse accessible	54
Tableau.3.12sollicitations a l'ELS des poutrelles du plancher de la terrasse accessible .	55
Tableau.3.13sollicitations a l'ELU des poutrelles du plancher de la terrasse accessible	55
Tableau.3.14sollicitations a l'ELS des poutrelles du plancher de la terrasse accessible.	55
Tableau.3.15 calcul des armatures principales pour la dalle.. ..	67
Tableau.3.16.. ferrailages dalle sur 3 appuis .....	73
Tableau.3.17. ferrailages dalle sur 3 appuis .....	77

Tableau.3.18. ferrailages dalle sur 3 appuis .....	82
. Tableau.3.19 sollicitation a L'ELU des volées 1 et 3.....	86
Tableau.3.20 ferrailage des volées 1 et 3 .....	87
Tableau.3.21 calcule de la fleche des volées 1 et 3 d'escalier type 1 .....	90
Tableau.3.22 ferrailage de la volée 2 .....	91
Tableau.3.23 calcul de le fleche des volées 1 et 3.....	93
Tableau.3.24 ferrailage de la poutre brisé a la flexion simple .....	95
Tableau.3.25 résultats de calcul des contraintes de béton .....	96
Tableau.3.26 . résultats de calcul des contraines de béton.....	98
Tableau.3.27 calcul des armatures principales .....	100
Tableau.3.28. la fleche dans la poutre de chainage .....	102
Tableau.3.29 chage permanente revenant à l'acrotere.....	104
Tableau.3.30 combinaisons d'action de l'acroter .....	105
Tableau.3.31 ferrailage de dalle pleine de locale machine .....	108
Tableau.3.32 ferrailage de dalle pleine de locale machine .....	112
Tableau.3.33 vérification des contraintes .....	114
Tableau.4.1 valeurs des pénalités $P_q$ .....	116
Tableau.4.2 mode de vibration et taux de participation des masses.....	120
Tableau.4.3 vérification de l'interaction sous charges verticales .....	122
Tableau.4.4 vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	123
Tableau.4.5 résumé des résultats.....	124
Tableau.4.6 vérification de la résultante des forces sismiques.....	124
Tableau.4.7 vérification des déplacements dans le sens X-X.....	125
Tableau.4.8 vérification des déplacements dans le sens Y-Y .....	125
Tableau.4.9 vérification des effets (P- $\Delta$ ) sens X-X.....	126
Tableau.4.10. vérification des effets (P- $\Delta$ ) sens Y-Y.....	127
Tableau.5.1 armatures longitudinales (monimales et maximales)relatives aux préscriptions de RPA99/2003 .....	130
Tableau.5.2.sollicitation dans les poteaux .....	132
Tableau.5.3.ferrailage des poteaux .....	135
Tableau.5.4. les résultats de ferrailage des armatures transversales des differrnts types des poteaux .....	136
Tableau.5.5.justification de l'effort normal ultime et l'effort normale maximum.....	138
Tableau.5.6 vérification des contraines tangentielles.....	139
Tableau.5.7.les sollicitations les plus défavorables.....	143

Tableau.5.8.résultats de calcul de ferrailage des poutres.....	143
Tableau.5.9.vérification des contraintes tangentielles .....	146
Tableau.5.10 vérification des armatures longitudinales aux cisaillements .....	146
Tableau.5.11.vérification de l'état limite de compression.....	146
Tableau.5.12.le moment résistant dans les poteaux.....	148
Tableau.5.13.moment résistant dans les poutres .....	148
Tableau.5.14.vérification de la zone nodales.....	148
Tableau.5.15.sollicitations maximales de calcul dans les voiles ( $v_{x1}, v_{x2}, v_{y3}, v_{y4}$ ) .....	153
Tableau.5.16.sollicitations maximales de calcul dans les voiles ( $v_{y1}, v_{y2}$ ) .....	154
Tableau.5.17. sollicitations maximales de calcul dans les voiles ( $v_{y3}, v_{y4}$ ) .....	154
Tableau.5.18. sollicitations dans le voile ( $v_{x1}$ ) dans tous les niveaux.....	156
Tableau.5.19. sollicitations dans le voile ( $v_{y1}$ ) dans tous les niveaux .....	156
Tableau.5.20. sollicitations dans le voile ( $v_{y2}$ ) dans tous les niveaux .....	157
Tableau.6.1.ferrailage de radier .....	168
Tableau.6.2.vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier .....	170
Tableau.6.3.répartition des charges selon les linges de rupture .....	158
Tableau.6.4.sollicitation en appuis sur la nervure dans le sens longitudinal.....	173
Tableau.6.5. sollicitation en travée sur la nervure dans le sens longitudinal .....	173
Tableau.6.6. sollicitation en appuis sur la nervure dans le sens longitudinal.....	174
Tableau.6.7. sollicitation en travée sur la nervure dans le sens longitudinal .....	174
Tableau.6.8.résultats de ferrailage de la nervure.....	174
Tableau.6.9.la vérification des contraintes .....	158
Tableau.6.10.tableau de ferrailage du voile .....	158
Tableau.6.11.vérification des contraintes .....	158



## Liste des figures

figure 2.1.vue en plan de la disposition des poutrelles de sous sol et RDC.....	8
figure 2.2.vue en plan de la disposition des poutrelles d'étage courant .....	9
figure 2.3.plancher a corps creux.....	10
figure 2.4. coupe transversale d'une Poutre .....	10
figure 2.5.schéma d'escalier .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 2.6.escalier a deux volée.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 2.7.schéma statique.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 2.8.hauteur libre d'étage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 2.9.2.4.1. l'acrotère inaccessible .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 2.10. l'acrotère accessible .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 2.11.schéma de dégression des surcharge .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 2.12.surface qui revient au poteau P1 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 2.13. surface qui revient au poteau P1 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 2.14. surface qui revient au poteau P2 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 2.15.section brute .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 2.16. surface qui revient au poteau P3 de RDCet étage courant ..	<b>Erreur ! Signet non défini.8</b>
figure 2.17. surface qui revient au poteau P3 de plancher terrasse ...	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.1.les différents types de poutrelle.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.2.schéma statique de poutrelle type 1 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.3. panneau de dalle (balcon).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.4.schéma statique de la dalle .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.5.schémas de ferraillage de la dalle sur 2 appui .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.6. panneau de dalle (balcon).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.7. schéma statique de la dalle .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.8. schémas de ferraillage de la dalle pleine.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.9.panneau de dalle(3 appui) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.10. schémas de ferraillage de la dalle sur 3 appui .....	72
figure 3.11.schémas de ferraillage de la dalle pleine sur 3 appui.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

figure 3.12.panneu de dalle(3 appui) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.13.schémas de ferailage de la dalle plein sur 3 appui .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.14. schéma statique d'escalier.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.15. schéma statique de la dalle .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.16. schémas de ferailage de la volé 2 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.17. schémas de ferailage de la volé 1 et 3.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.18. schémas de ferailage de la poutre brisé.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.19. schéma statique de la poutre de chinage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.20. schémas de ferailage de la poutre chinage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.21. schémas de ferailage de l'accrotère .....	<b>Erreur ! Signet non défini.8</b>
figure 3.22.cage d'assensseur .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.23.schéma representant la surface .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.24. schémas de ferailage de la dalle plein sur 4 appui .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 3.25.vue en coure A-A de ferailade de la dalle.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 4.1.disposition des voiles .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 4.2.vue en 3 D des voiles .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 4.3.mode 1 translation suivent l'axe x-x .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 4.4. mode 2 translation suivent l'axe y-y .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 4.5. mode 3 rotation suivent l'axe z-z .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 5.1.zone nodale .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 5.2.section dupoteau a étudier .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 5.3. schémas de ferailage des poteaux.....	<b>1Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 5.4. schémas de ferailage de la poutre principale de RDC... 1	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 5.5.la zone nodale .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 5.6.schéma de répartition des voiles.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
figure 6.7. schémas de ferailage de voile $V_{x1}$ .....	161
figure 6.1. semelle filente dans le sens x-x.....	158
figure 6.2. chéma correspondant au poissonement .....	164
figure 6.3. dalle sur 4 appui.....	167
figure 6.4. chéma statique de débord dans le sens x-x.....	170
figure 6.5. chéma statique de débord dans le sens y-y .....	171
figure 6.6. schéma de ferailage de radier .....	171

figure 6.7. chargement de la nervure intermédiaire .....	172
figure 6.8. chargement de la nervure intermédiaire .....	173
figure 6.9. section à feraiiler .....	174
figure 6.10. feraiillage des nervures .....	175
figure 6.11. voile péréférique .....	176
figure 6.12. diagramme des contraine à l'ELU .....	177
figure 6.13. le panneau le plus sollicité .....	178
<u>figure 6.14. sschéma de feraiillage de voile péréférique .....</u>	<u>158</u>

# Notations

**A'**, **A<sub>ser</sub>** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

**A<sub>t</sub>** : Section d'un cours d'armature transversal.

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**e** : Epaisseur.

**α** : Coefficient de la fibre neutre

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

**B, b** : la largeur (m).

**C<sub>T</sub>** : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**C<sub>u</sub>** : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Diamètre, dalle

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU** : Etat limite ultime.

**E** : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

**E<sub>i</sub>** : Module d'élasticité instantanée.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>s</sub>, E<sub>c</sub>** : Sont les modules de déformation.

**e<sub>v</sub>** : épaisseur du voile.

**F** : Force ou action générale.

**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**f<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**f<sub>ji</sub>** : la flèche correspondant à j.

**f<sub>gi</sub>** : la flèche correspondant à g.

**f<sub>qi</sub>** : la flèche correspondant à q.

**f<sub>gv</sub>** : la flèche correspondant à v.

**Δf<sub>t</sub>** : la flèche totale.

**Δf<sub>tadm</sub>** : la flèche admissible.

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

# Notations

**G** : Action permanente.

**H** : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

**ht** : hauteur totale du plancher.

**ho** : épaisseur de la dalle de compression.

**he** : hauteur libre d'étage.

**I** : Moment d'inertie ( $m^4$ ).

**I<sub>ji</sub>** : Moment d'inertie correspondant à j.

**I<sub>gi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à g.

**I<sub>qi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à q.

**I<sub>gv</sub>** : Moment d'inertie correspondant à v.

**Q** : Charge variable.

**Q** : Facteur de qualité.

**q<sub>u</sub>** : charge ultime.

**q<sub>s</sub>** : charge de service..

**L** : Longueur ou portée.

**L<sub>max</sub>** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

**L<sub>x</sub>** = distance entre nus de poutrelles.

**L<sub>y</sub>** = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

**l'** : longueur fictive.

**l'<sub>g</sub>** et **l'<sub>d</sub>** : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

**M** : Moment en général.

**M<sub>a</sub>** : Moment sur appui.

**M<sub>u</sub>** : Moment de calcul ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul de service.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**M<sub>0</sub>** : moment isostatique.

**M<sub>i</sub>** : Moment à l'appui *i*

**M<sub>g</sub>** et **M<sub>d</sub>** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**M<sub>j</sub>** : Moment correspondant à j.

# Notations

**$M_g$**  : Moment correspondant à g.

**$M_q$**  : Moment correspondant à q.

**$N_s$**  : Effort normal de service.

**$N_u$**  : Effort normal ultime

**$N$**  : Effort normale du aux charges verticales.

**$n$**  : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

**$N_{Tot}$**  : Poids total transmis par la superstructure (KN).

**$P$**  : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

**$P_g$  et  $P_d$**  : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

**$R$**  : coefficient de comportement global.

**$S$**  : Section, surface

**$S_r$**  : surface du radier ( $m^2$ ).

**$St$**  : Espacement des armatures.

**$T$**  : Effort tranchant.

**$T_2$**  : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**$V$**  : Effort tranchant.

**$W$**  : poids propre de la structure.

**$W_{Qi}$**  : Charges d'exploitation.

**$W_{ci}$**  : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

**$X, Y$  et  $Z$**  : Coordonnées en général.

**$Y$**  : Ordonnée de la fibre neutre.

**$Z$**  : Coordonnée, bras de levier

**$Z$**  : profondeur au-dessous de la fondation (m).

**$b_0$**  : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

**$d$**  : Hauteur utile.

**$e$**  : Excentricité, épaisseur.

**$f$**  : Flèche.

**$f_{bu}$**  : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

**$f_e$**  : Limite d'élasticité.

# Notations

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

$h_t$ : hauteur total du radier (m).

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\sigma_j$  : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q.

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ( $t/m^3$ ).

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité.

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité.

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$q$  : chargement KN/ml..

$\tau_{ultim}$ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$  : Coefficient différé.



# BIBLIOGRAPHIQUES



## Les livres:

- 📖 *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI-  
\*office des publications universitaires 1991;*
- 📖 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé.
- 📖 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- 📖 Règles parasismiques Algériennes (R.P.A 99/version 2003).
- 📖 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).

## les mémoires de fin d'étude :

- 📖 *Etude d'une tour (R+15) de forme irrégulier (école nationale polytechnique)*
- 📖 *Etude d'une tour (R+9) en portique contreventer par des voiles en béton armé (école nationale des travaux publics).*
- 📖 Autres mémoire consultés.

## Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel SAP
- Logiciel EXCEL

## ANNEXEIV

### SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  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

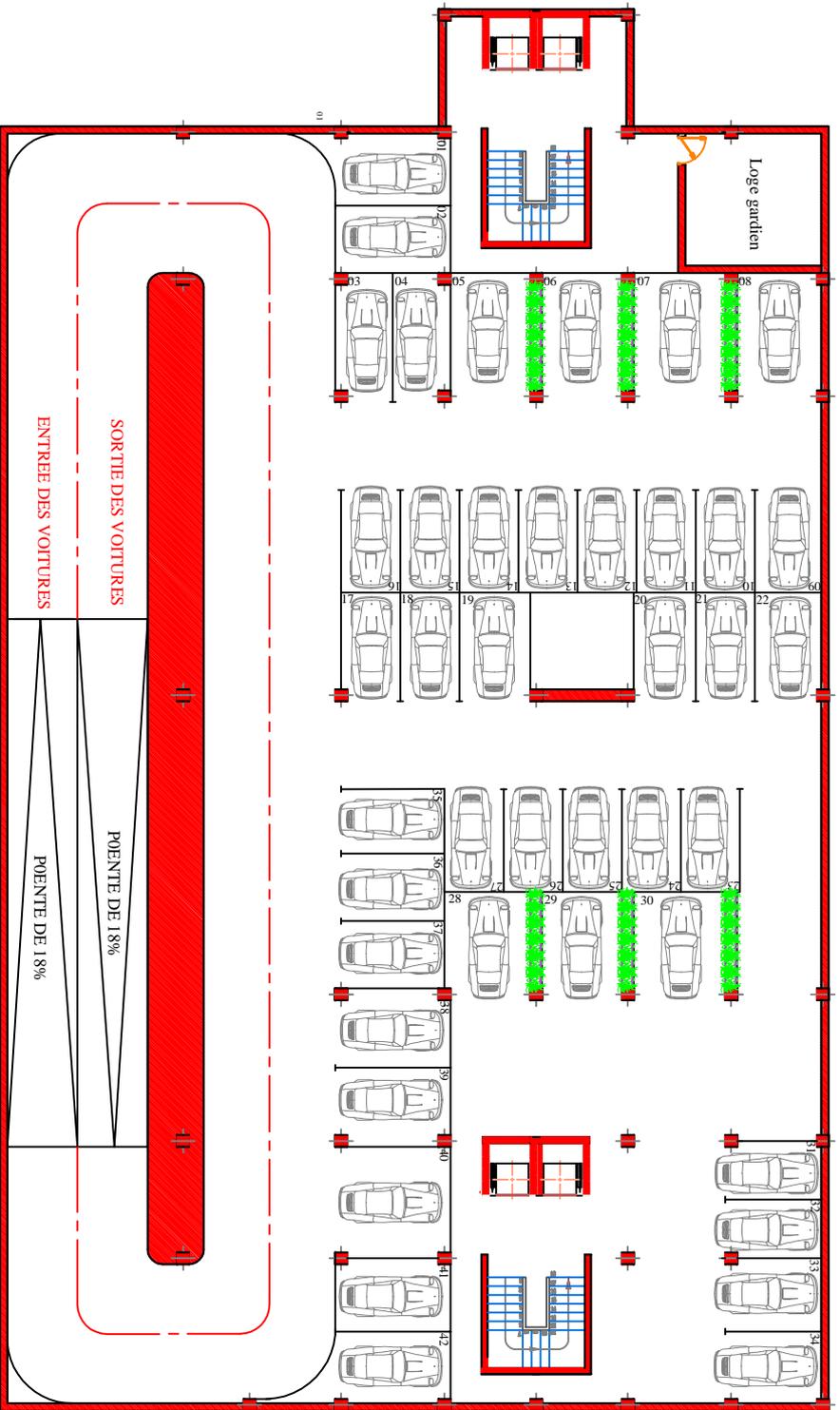
## ANNEXE II

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

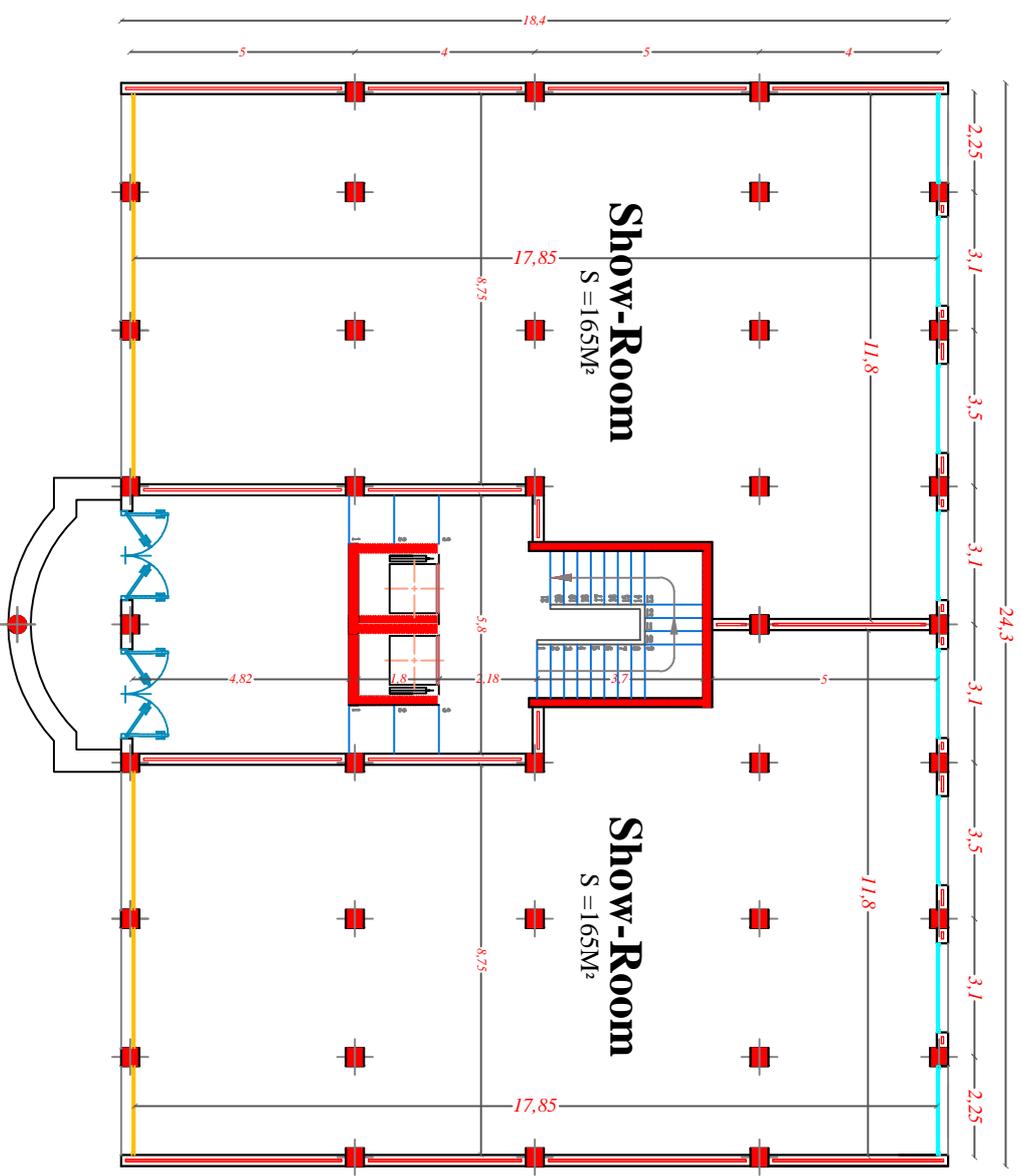


88 LOGEMENTS PROMOTIONNELS

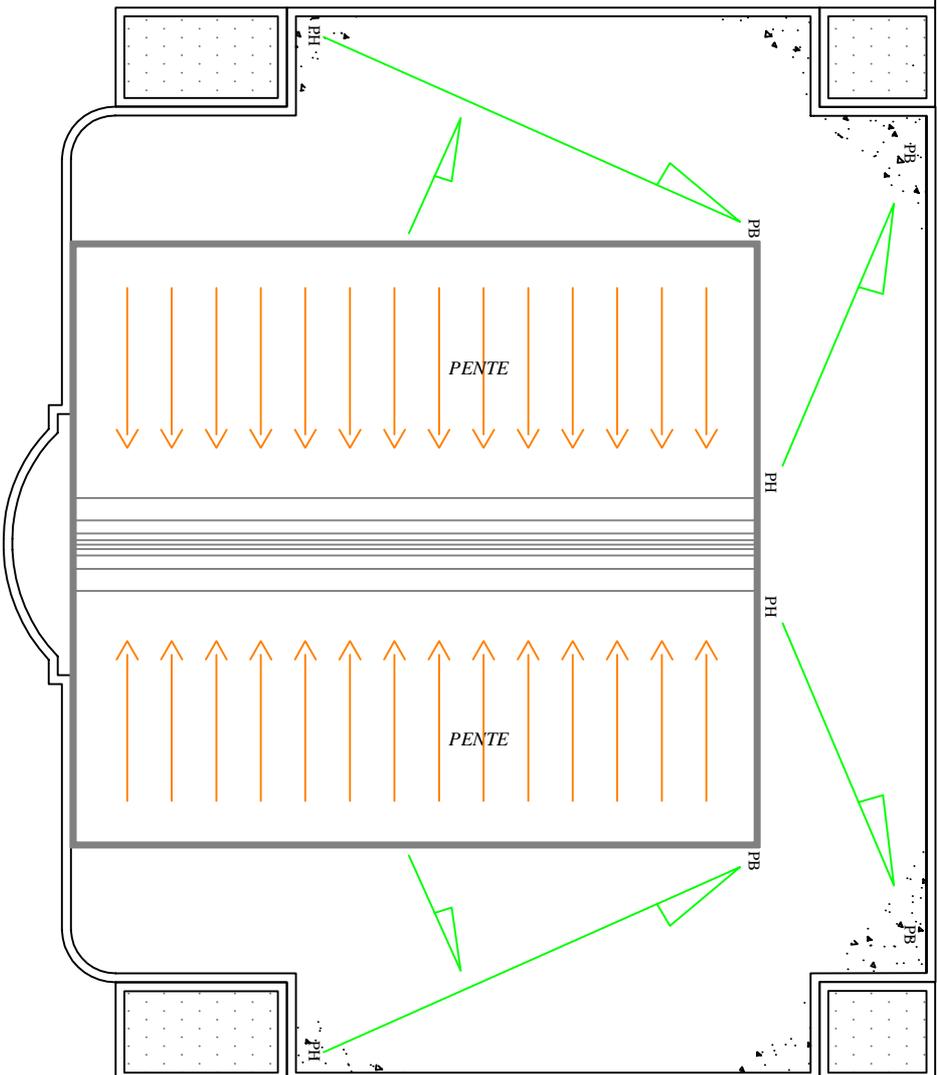


Vue Sur Plan De sous sol 01

# 88 LOGEMENTS PROMOTIONNELS



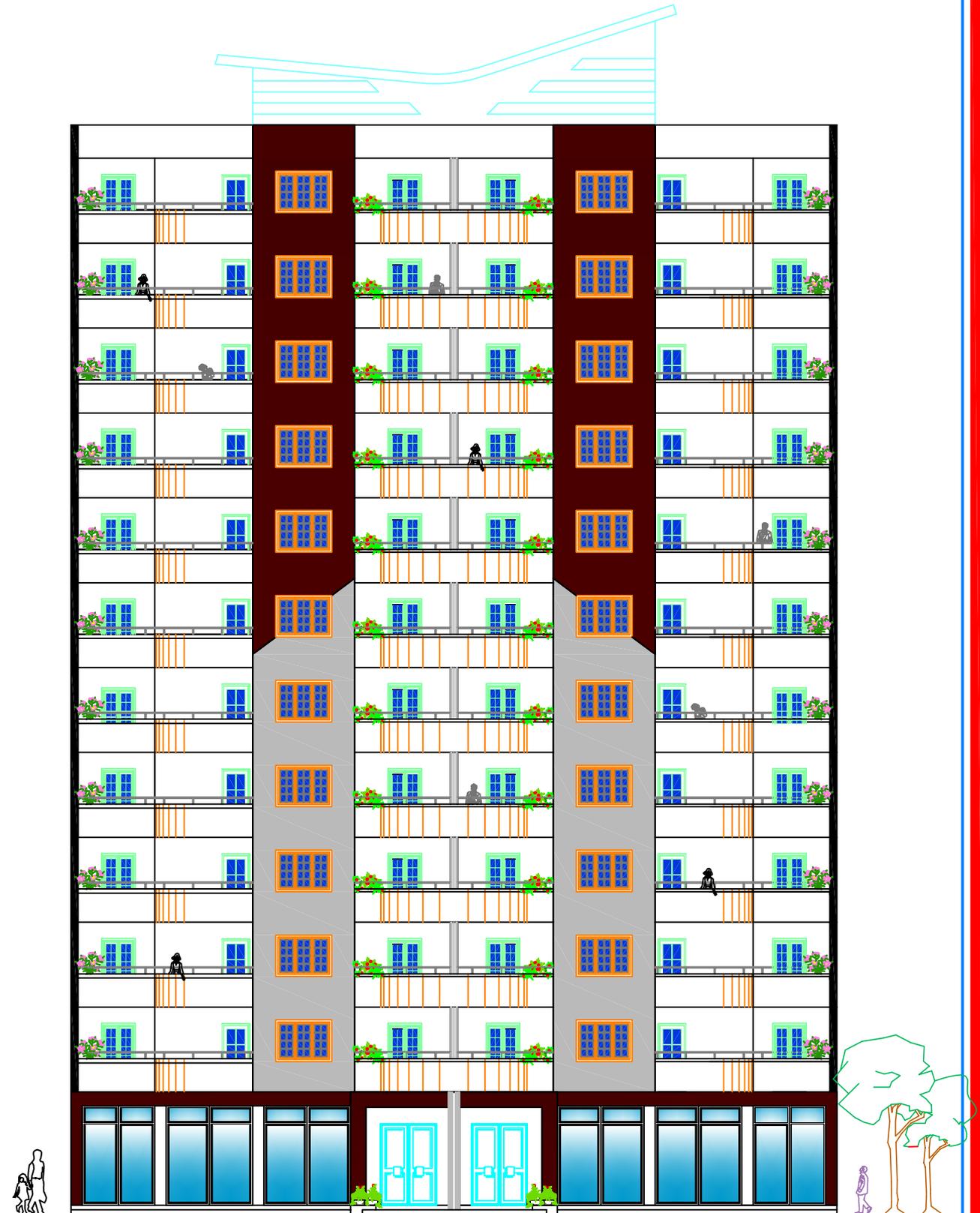
*Vue Sur Plan RDC*



*Vue Sur Plan De Toiture*



# 88 LOGEMENTS PROMOTIONNELS



*Façade principale*