

## PRESENTATION DU PROJET

### 1 -1 Historique :

Il y a plus de deux mille ans, les Romains utilisaient déjà de la chaux vive comme liant, jusqu'aux jours qu'un jardinier français « **Joseph-Louis Lambot** » à été le premier à avoir l'idée d'utiliser une armature de métal dans les mortiers. S'inspirant des techniques de moulage en sculpture, il fabriqua avec du fil de fer et du mortier des caisses pour orangers et des réservoirs (en 1845), puis une barque (en 1849).

Le béton étant lui-même un mélange intelligent dans des proportions préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau. Le ciment et l'acier résultent quant à eux de processus de fabrication spécifiques.

Le béton armé correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires : l'**acier** pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le **béton** pour sa capacité à résister à la compression. Il peut être défini comme l'enrobage par du béton, d'aciers disposés judicieusement. Ces aciers sont appelés armatures. On distingue les armatures longitudinales disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce, des armatures transversales disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

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

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

### 1 -2 Introduction:

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. On sait que le monde actuel connaît un développement industriel et une croissance démographique importante, ce qui nous à amener à des systèmes de constructions en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

Cependant 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 matérielles.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, Les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes 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 coût et niveau de sécurité à considérer.

L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de concevoir une structure qui sera appelée d'un côté à résister à différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique et de l'autre côté, l'utilisation d'un logiciel MS Project qui nous permettra sûrement d'optimiser dans le coût et les délais du projet.

En Algérie les expériences vécues, 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 version2003, BAEL91 modifié99) dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le travail qui nous a été confié consiste à une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment et une autre partie Managériale, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet « Bâtiment » à accomplir afin de définir le délai et le coût global du projet pour en déduire le prix unitaire par appartement.

On entame notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiments,

Ensuite on fait un pré-dimensionnement des éléments structuraux non structuraux et la descente des charges,

Puis on enchaîne avec l'étude dynamique qui a été réalisée par le logiciel SAP2000,

Après on fera l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, chainages, voiles...), qui sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment,

Enfin on termine par l'étude économique comportant une étude managériale qui à été réalisée par le logiciel MS Project.

### **1 -3 Présentation de l'ouvrage :**

Le projet que nous traitons concerne l'étude d'un Bâtiment composé d'un rez-de-chaussée, et de huit étages.

Le rez-de-chaussée est à usage commercial.

Les autres niveaux sont à usage d'habitation.

Notre bâtiment est implanté dans la nouvelle cité de Boudjlida qui se situe au nord de la ville de Tlemcen, Il appartient à la zone de faible sismicité zone I, groupe2, selon la classification du RPA99 modifié en 2003.

## 1 -4 Description géométrique :

Tableau. 1.1- Caractéristique géométrique de la structure.

Longueur totale du bâtiment	24.10m
Largeur totale du bâtiment	13.80m
Hauteur totale du bâtiment	29.54m
Hauteur du RDC et des étages courants	3.06m

## 1 -5 Conception de l'ouvrage :

### 1 -5.1.Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portique (poteaux- poutres).

### 1 -5.2.Plancher :

Dans notre cas nous avons utilisé deux types de plancher :

#### 1 -5.2.1. Plancher corps creux :

Les poutrelles sont coulées avec le corps creux d'épaisseur : 16 cm, dalle de compression est de 5 cm.

#### 1 -5.2.2. Plancher dalle pleine :

L'épaisseur des planchers est faible par rapport aux autres dimensions, Cette épaisseur dépend des conditions d'utilisation et de résistance.

##### ✓ Résistance au feu :

Pour une heure de coupe feu  $\Rightarrow e = 7\text{cm}$

Pour deux heures de coupe feu  $\Rightarrow e = 11\text{cm}$

##### ✓ Isolation phonique :

Selon le BAEL 91, Pour une bonne isolation acoustique l'épaisseur du plancher doit être :  $e > 13\text{cm}$

Alors on prend :  $e = 15\text{cm}$

### 1 -5.3.Escaliers :

Ce sont des éléments qui permettent l'accès aux étages, ils sont constitués en béton armé.

**1 -5.4.Revêtement:**

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

**1 -5.5.La maçonnerie:**

Les murs extérieurs sont constitués par double parois à brique creuses, avec une épaisseur de (10+15) cm séparés par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont constitués en simple parois de 10 cm d'épaisseur.

**1 -5.6.Les fondations:**

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des semelles filantes.

**1 -6 Caractéristique des matériaux :****1 .6.1.Béton:**

Le béton est un mélange composé de :

Ciment, air, eau, granulats et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène.

Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis, Le béton résiste bien à la compression et n'a pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

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

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- 400kg de sable  $C_g < 5\text{mm}$ .
- 800kg de gravillons 3/18 et 15/25.
- 175L d'eau de gâchage.

La masse volumique de béton armé est de  $2.50\text{t/m}^3$ .

**1 -6.1.1. Résistance caractéristique à la compression:**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$ , qui est exprimé en MPa.

Pour un nombre de jours  $j < 28$ ,  $f_{cj}$ , on suit les lois suivantes, qui sont données par le BAEL91 modifiée 99:

Béton non traité thermiquement :  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$\text{Si : } j < 60 \text{ jours} \implies f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

$$\text{Si : } j > 60 \text{ jours} \implies f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Béton traité thermiquement :  $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$\text{Si : } j < 28 \text{ jours} \implies f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$$

$$\text{Si : } j > 28 \text{ jours} \implies f_{cj} = f_{c28}$$

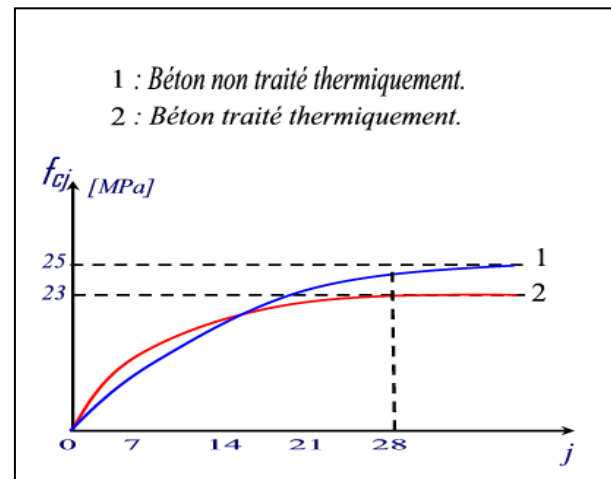


Fig.1.1- Evolution de la résistance de compression  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

Pour notre étude on va prendre :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

### 1 -6.1.2. Résistance caractéristique à la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est notée par  $f_{tj}$ , elle est exprimée en MPa.

D'après BAEL 91 modifiée 99 :

$$\text{Si : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \implies f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}.$$

$$\text{Si : } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \implies f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3}.$$

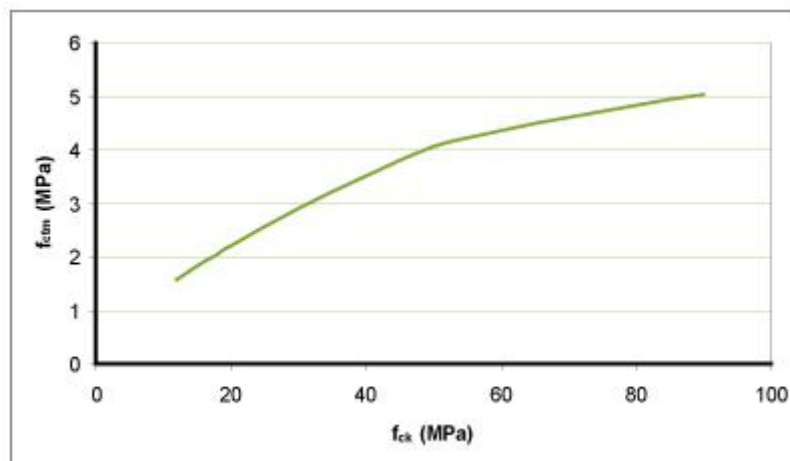


Fig.1.2- Evolution de la résistance de traction  $f_{tj}$  en fonction de la compression  $f_{cj}$ .

Pour notre étude on va prendre :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

### 1 .6.1.3. Les états limites:

Une structure doit être conçue et calculée de telle manière qu'elle doit résister à toutes les sollicitations durant sa vie, elle doit aussi présenter des sécurités vis-à-vis de sa ruine ou d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité ou son aspect.

#### Etat Limite Ultime de Résistance(E.L.U.R) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement.

Le comportement réel du béton est modélisé par la figure ci-après, d'après BAEL91 modifiée 99 :

Si :  $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$   $\implies$  La courbe est sous forme d'une parabole, avec :

$$\sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 10^3 \varepsilon_{bc}(4-10^3 \times \varepsilon_{bc})$$

$\varepsilon_{bc}$ : Déformation du béton en compression.

Si  $t > 24$  heures  $= 1$

Si  $1 \leq t \leq 24$  heures  $= 0,9$

Si  $t < 1$  heures  $= 0,85$

Si :  $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$   $\implies$  La courbe est sous forme d'une droite constante, avec :

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa.}$$

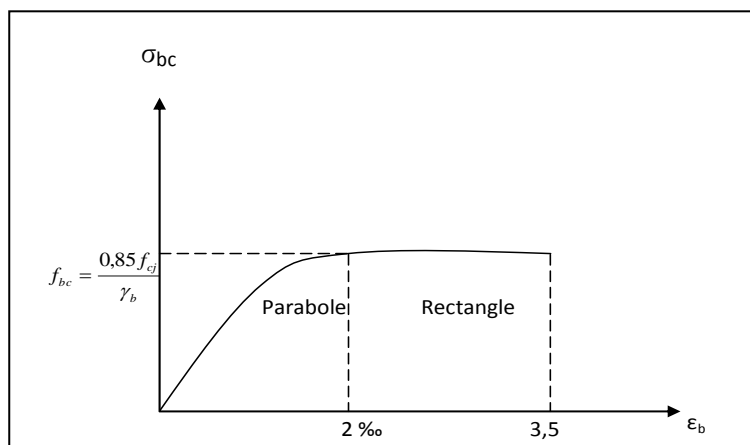


Fig.1.3- Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELU.

#### Etat Limite de Service (E.L.S) :

Consiste à équilibrer les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

Plus que les déformations sont faibles, alors on suppose que le béton reste dans le domaine élastique et on adopte la loi de Hooke, avec  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ .

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$$

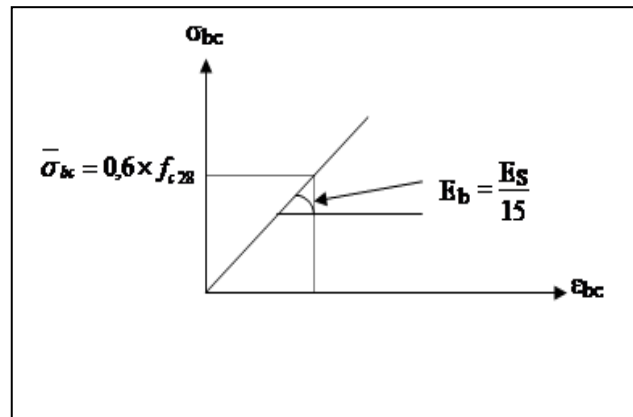


Fig.1.4- Diagramme contrainte, déformation à ELS.

#### 1 -6.1.4. Coefficient de poisson:

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L).$$

Avec:  $\left\{ \begin{array}{l} \Delta d/d: \text{déformation relative transversale.} \\ \Delta L/L: \text{déformation relative longitudinale.} \end{array} \right.$

Il est pris égal à :

$$\nu = 0 \quad \text{à E.L.U (béton fissuré).}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{à E.L.S (béton non fissuré).}$$

#### 1 -6.1.5. Module de déformation longitudinale:

Le module de déformation longitudinale instantané, pour un chargement de courte durée, est donné par :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}, \text{ Avec : } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa.}$$

Le module de déformation longitudinale différé, pour un chargement de longue durée, est donné par :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

**1 -6.2.Acier:**

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé sont :

Tableau. 1.2-Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers.

Type	Nuance	$f_e$ [MPa]
Ronds lisses	$F_eE22$	215
	$F_eE24$	235
Barres HA Type 1 et 2	$F_eE40$	400
	$F_eE50$	500
Fils tréfiles HA Type3	$F_eTE40$	400
	$F_eTE50$	500
Fils tréfiles lisses Type4	TL50 $\Phi > 6mm$	500
	TL52 $\Phi \leq 6mm$	520

**1 -6.2.1. Contrainte de calcul d'acier:**

**Etat Limite Ultime (E.L.U):**

Le diagramme déformation-contraainte se compose d'une droite et d'une pente avec :

$$\zeta_{sl} = F_e / \gamma_s E_s \quad \text{Si : } \begin{cases} \zeta_s < \zeta_{sl} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \zeta_s \\ \zeta_{sl} \leq \zeta_s < 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = F_e / \gamma_s = 400/1.15 = 347.83 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Avec :  $E_s = 200000$  MPa. [Module d'élasticité]

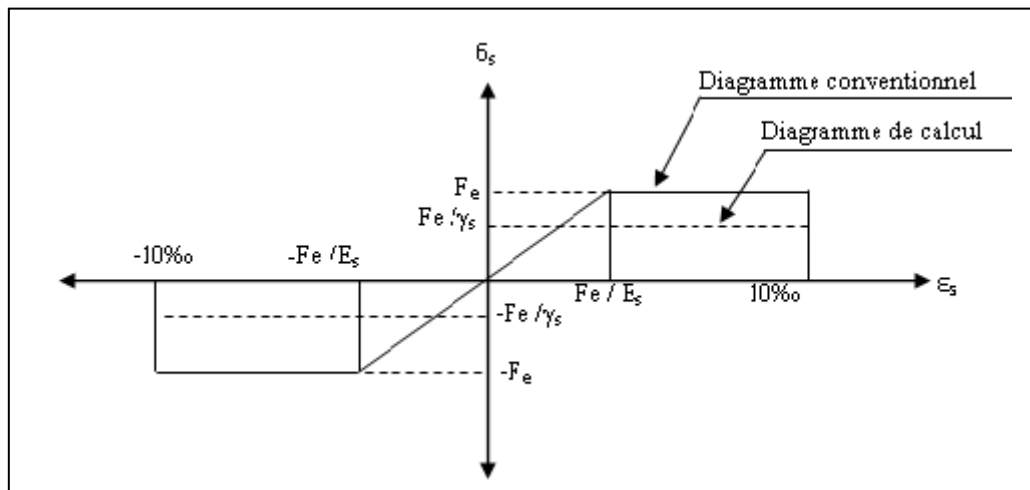


Fig.1.5- Diagramme déformation, contrainte de l'acier.

**Etat Limite Service (E.L.S) :**

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- Fissuration non préjudiciable  $\Rightarrow$  Pas de vérification



- Fissuration préjudiciable  $\implies \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} F_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ .
- Fissuration très préjudiciable  $\implies \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} F_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ .

Avec  $\eta$  : Coefficient de fissuration :

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les R.L} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les H.A} \end{cases}$$

### 1 -6.2.2. Contrainte ultime de cisaillement:

**Cas d'armatures droites ( $\alpha=90^\circ$ ) :**

$$\tau_{\mu} < \bar{\tau} = \min \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_{\mu} < \bar{\tau} = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

**Cas d'armatures inclinées ( $\alpha=45^\circ$ ) :**

$$\tau_{\mu} < \bar{\tau} = \min \left( 0.27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 7MPa \right)$$

### 1 -6.2.3. Les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limites:

**Etat limite ultime :**

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

- 1,35G+1,5Q

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, alors il faudra appliquer les règles parasismiques Algériennes qui ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

- G+Q±E ; 0,8G±E  $\implies$  Pour les poutres.
- G+Q±1,2E  $\implies$  Pour les poteaux.

Avec:  $\begin{cases} G: \text{charge permanente.} \\ Q: \text{charge d'exploitation.} \\ E: \text{effort de séisme.} \end{cases}$

**Etat limite de service :**

La combinaison d'action suivante : G+Q.

## **PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES**

### **2 -1 Pré-dimensionnement:**

#### **2 -1.1.Introduction:**

Le pré-dimensionnement a pour but de faire "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage. Il sera fait selon les règles BAEL91 et RPA 99 version 2003.

#### **2 -1.2.Pré-dimensionnement des éléments porteurs:**

##### **2 -1.2.1. Pré-dimensionnement des poteaux:**

En considérant que les différents éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N, Le calcul sera basé sur le poteau le plus sollicité qui est le poteau centrale.

**La surface supportée par le poteau le plus défavorable :**

$$S = \frac{(4,55 + 3,65)}{2} \times \frac{(3,04 + 3,66)}{2}.$$

$$S = 4,1 \times 3,35.$$

$$S = 13,74 \text{ m}^2.$$

S : Surface supportée par le poteau le plus défavorable.

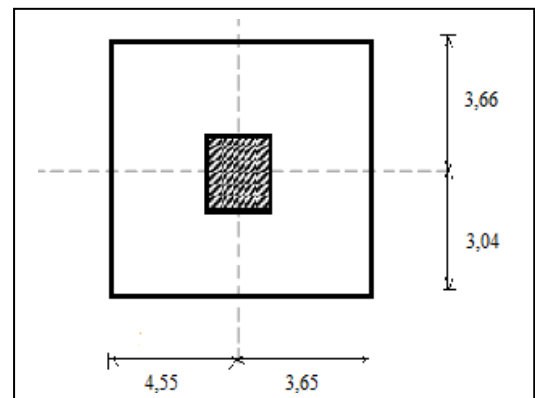


Fig.2.1- Surface afférente du poteau.

$$N_u = S \times Q \times n$$

On suppose que la charge moyenne répartie est de :  $Q = 1 \text{ t/m}^2$ .

n : Le nombre d'étage.

**Poteaux de RDC (n=9) :**

$$N_u = 13,74 \times 1 \times 9$$

$$N_u = 123,66 \text{ t} = 1,236 \text{ MN}.$$

**Section réduite de béton ( $B_r$ ) :**

D'après BAEL91 modifiée 99 :

Pour un poteau rectangulaire :  $B_r = (a - 0,02) (a - 0,02) \text{ m}^2$ .

$$B_r \geq (\beta \cdot N_u) / [f_{bc} / 0,9 + (0,85 \cdot A \cdot f_c / (B_r \cdot \gamma_s))]$$

On prend :  $A/B_r=1\%$

$$\text{Soit : } B_r \geq (\beta \cdot N_u) / [f_{bc}/0.9 + (0.85 \cdot f_c / 100 \cdot \gamma_s)]$$

$$\text{Avec : } f_c=400\text{MPa} ; f_{bc}=14.17\text{MPa} ; \gamma_s=1,15 ; \gamma_b=1,5 ; f_{c28}=25\text{MPa}$$

$\beta$  : Coefficient de l'élanement  $\lambda$  des poteaux :

$$\beta=1+0,2 \cdot (\lambda/35)^2 \quad \text{Si } \lambda < 50$$

$$\beta=0,85 \cdot \lambda/100 \quad \text{Si } 50 < \lambda < 70$$

D'après BAEL91 modifiées 99 il est préférable de prendre  $\lambda=35$ .

$$\beta=1+0,2 \cdot (35/35)^2 = 1,2.$$

$$B_r \geq (1,2 \cdot 1,236) / [14,17/0.9 + (0.85 \cdot 400 / 100 \cdot 1,15)]$$

$$B_r \geq 0,0793 \text{ m}^2$$

$$\text{Plus que : } B_r = (a-0,02) (a-0,02) \geq 0,0793 \text{ m}^2$$

$$\text{Pour : } a=b \implies (a-0,02)^2 \geq 0,0793 \text{ m}^2$$

$$a \geq 0,3016 \text{ m}^2$$

On prend:  $a=b=0,35\text{m}$ .

D'après RPA99 version 2003:

$$B \geq N_u / (0,3 \cdot f_{c28})$$

$$B = a^2 \geq 0,1648$$

$$a = 0,4059\text{m}.$$

On prend:  $a=0,50\text{m}$

Poteaux du RDC sont de section :  $(0,50 \times 0,50) \text{ m}^2$ .

**NB :** Par mesure de sécurité, on a choisi de prendre un poteau de section  $(0,50 \times 0,50) \text{ m}^2$  au lieu de  $(0,45 \times 0,45) \text{ m}^2$  afin de réduire l'effort normale exercé sur le poteau.

### Vérification des conditions du RPA99 version 2003 :

On zone I :  $\min (a, b) \geq 25 \text{ cm}$

La condition est vérifiée car la section minimale adoptée qui se trouve dans le Tableau (2.1) ci-dessous est de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

Pour les étages courants et le RDC :  $\min(a, b) = 0,30 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{2.85}{20} = 0,143 \text{ m} \Rightarrow \text{C.V}$

Avec :  $h_e$  : La hauteur de poteau sans inclure le plancher.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \Rightarrow \text{C.V}$$

### Vérification du flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \Rightarrow \text{C.V} \quad \text{dans le Tableau (2.1) ci-dessous}$$

Avec :  $L_f = 0,7 L_0$   $L_f$  : Longueur de flambement ;

$L_0$  : La hauteur du poteau avec inclusion du plancher

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad i : \text{Rayon de giration.}$$

$A$  : Section du poteau.

$$I = \frac{a^4}{12} \quad I : \text{Moment d'inertie.}$$

Tableau. 2.1-Les sections des poteaux.

Poteaux	n [étage]	S [m <sup>2</sup> ]	N <sub>u</sub> [MN]	[a=b] [m]	L <sub>0</sub> [m]	L <sub>f</sub> [m]	I [m <sup>4</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	i [m]	λ	Condition
RDC	9	13.74	1.2366	0.50	3.06	2.142	0.0052	0.25	0.14	15.3	C.V
Etage 1	8		1.0992	0.45	3.06	2.142	0.0034	0.20	0.13	16.38	C.V
Etage 2	7		0.9618	0.45	3.06	2.142	0.0034	0.20	0.13	16.38	C.V
Etage 3	6		0.8244	0.40	3.06	2.142	0.0021	0.16	0.11	18.54	C.V
Etage 4	5		0.687	0.40	3.06	2.142	0.0021	0.16	0.11	18.54	C.V
Etage 5	4		0.5496	0.35	3.06	2.142	0.0012	0.12	0.10	20.98	C.V
Etage 6	3		0.4122	0.35	3.06	2.142	0.0012	0.12	0.10	20.98	C.V
Etage 7	2		0.2748	0.30	3.06	2.142	0.0006	0.09	0.08	24.73	C.V
Etage 8	1		0.1374	0.30	3.06	2.142	0.0006	0.09	0.08	24.73	C.V

### 2 -1.2.2. Pré-dimensionnement des poutres:

Les poutres sont les éléments porteurs horizontaux, Ils doivent avoir des sections régulières et leurs pré-dimensionnements sont basés sur les règles du BAEL91 modifiées 99 et du RPA99 version 2003.

Ils doivent respecter la condition de flèche suivant :  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec :  $L$  : Portée maximale des travées du portique.

Et aussi les dimensions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

**i -Les poutres principales:**

Dans notre cas, on a :  $L=4.55\text{m}$

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10}$$

$$30.33 \leq h \leq 45.5$$

On prend :  $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h=40cm.} \\ \mathbf{b=30cm.} \end{array} \right.$

**D'après RPA99 version 2003:**

$$\left. \begin{array}{l} h=40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{C.V}$$

**ii -Les poutres secondaires:**

Dans notre cas, on a :  $L=3.66\text{m}$

$$\frac{366}{15} \leq h \leq \frac{366}{10}$$

$$24.4 \leq h \leq 36.6$$

On prend:  $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h=30cm.} \\ \mathbf{b=30cm} \end{array} \right.$

**D'après RPA99 version 2003:**

$$\left. \begin{array}{l} h=30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{C.V}$$

### 2 -1.3. Pré-dimensionnement du plancher :

Les dalles ont des faibles épaisseurs par rapport aux autres dimensions (poutres, poutrelles,...).

L'épaisseur des dalles dépend du type de plancher :

#### 2 -1.3.1. Plancher à corps-creux :

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

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

Avec :  $h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$L$  : La portée maximale entre nus.

$$h_t \geq \frac{3.36}{22.5} = 0.1493 \text{ m.}$$

Dans notre cas on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$h_t=21\text{cm}$  Avec : 16cm [Pour le corps creux].

5cm [Pour la dalle de compression].

#### 2 -1.3.2. Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine qu'on a adopté est de :  $h_0=15 \text{ cm}$ .

#### 2 -1.3.3. Pré-dimensionnement des poutrelles:

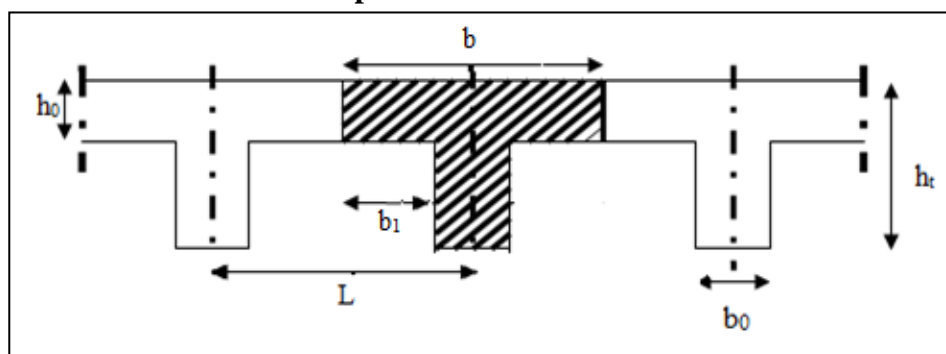


Fig.2.2- Dimensions des éléments constituant un plancher.

Les poutrelles sont continues, elles forment une section en « T ».

Soit :  $b_0=12 \text{ cm}$  (raison de réalisation).

$$b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; h_1 = 16 \text{ cm} ; h_t = 21 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2b_1$$

$$b_1 = \text{Min} \left( \frac{b - b_0}{2}; \frac{L}{10} \right)$$

Avec:  $L$  : La plus petite portée des poutrelles ( $L=2,74$  m).

$$b_1 = \text{Min} (26,5 ; 27,4) = 26,5 \text{ cm.}$$

### 2 -1.4. Pré-dimensionnement des voiles de contreventement:

Selon le RPA 99 version 2003, Tlemcen appartient à la zone I, Alors le voile est nécessaire lorsque :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre d'étage} \geq 5 \text{ étages} \\ \text{La hauteur} \geq 17 \text{ m} \end{array} \right.$$

Et aussi il faut vérifier les conditions suivant :

$$L \geq 4e$$

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} L : \text{Longueur du voile} \\ e : \text{L'épaisseur des voiles (} e_{\min}=15 \text{ cm)} \\ h_e : \text{Hauteur d'étage} \end{array} \right.$$

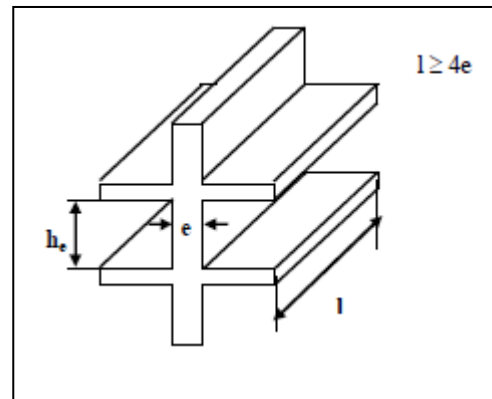


Fig.2.3-Coupe de voile en élévation.

Pour les étages courants et le RDC, on a :  $h_e=2.85$  m  $\implies e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{2.85}{20} = 0.1425$  m.

On prend : **e=20cm**

## 2 -2 Descente des charges :

### 2 -2.1.Plancher terrasse inaccessible :

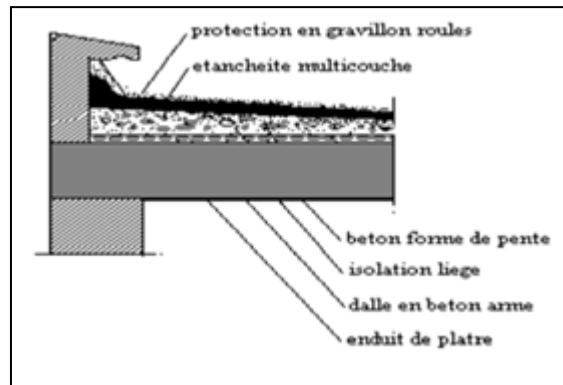


Figure.2.4-Plancher terrasse inaccessible.

Tableau. 2.2-Descente de charge du plancher terrasse.

N°	Désignation	$E_p$ [m]	Masse volumique [ $\text{KN/m}^3$ ]	Poids [ $\text{KN/m}^2$ ]
1	Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	06	0,12
3	Forme de pente en béton	0,1	22	2,20
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux	(0 ,16+0,05)	14	2,94
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

Charge permanente y compris poids propre :  $G=6,47 \text{ KN/m}^2$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q=1,00 \text{ KN/m}^2$ .

### 2 -2.2.Plancher étage courant :

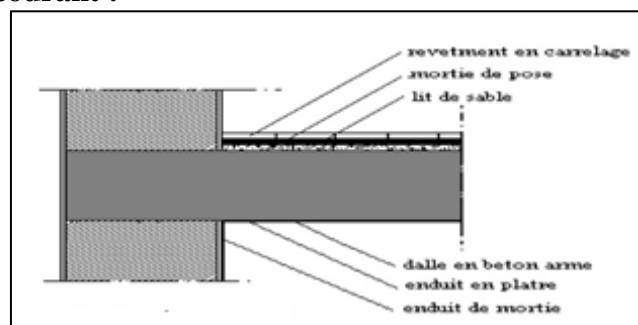


Figure.2.5-Plancher étage courant.

Tableau. 2.3-Descente de charge du plancher étage courant.

N°	Désignation	$E_p$ [m]	Masse volumique [ $\text{KN/m}^3$ ]	Poids [ $\text{KN/m}^2$ ]
1	Cloisons	0,10	/	1,00
2	Carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable fin	0,03	18	0,54
5	Plancher à corps creux	(0 ,16+0,05)	14	2,94
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20



Charge permanente y compris poids propre :  $G=5,52 \text{ KN/m}^2$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$ .

## 2 -2.3.Descente des charges de la Maçonnerie :

### 2 -2.3.1. Maçonnerie intérieure:

Tableau. 2.4-Descente de charge de la maçonnerie intérieure.

N°	Désignation	$E_p$ [m]	Masse volumique [ $\text{KN/m}^3$ ]	Poids [ $\text{KN/m}^2$ ]
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuses	0,10	/	1,40
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

Poids propre :  $G=1,80 \text{ KN/m}^2$ .

### 2 -2.3.2. Maçonnerie extérieure:

Tableau. 2.5-Descente de charge de la maçonnerie extérieure.

N°	Désignation	$E_p$ [m]	Masse volumique [ $\text{KN/m}^3$ ]	Poids [ $\text{KN/m}^2$ ]
1	Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,15	/	2,10
3	Briques creuses	0,10	/	1,40
4	Enduit intérieur en ciment	0,02	18	0,36

Poids propre :  $G=4,22 \text{ KN/m}^2$ .

**NB :** Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures, Alors on ajoute des coefficients :

- Murs avec portes [90% G].
- Murs avec fenêtres [80% G].
- Murs avec portes- fenêtres [70% G].

## 2 -2.4.Descente de charge de la dalle pleine :

Tableau. 2.6-Descente de charge de la dalle pleine.

N°	Désignation	$E_p$ [m]	Masse volumique [ $\text{KN/m}^3$ ]	Poids [ $\text{KN/m}^2$ ]
1	Cloisons	0,10	/	1,00
2	Carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable fin	0,03	18	0,54
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36

Charge permanente:  $G=6,49 \text{ KN/m}^2$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q=3,50 \text{ KN/m}^2$ .

## **ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

### **3 -1 Etude du plancher :**

Les planchers ont un rôle important dans la structure, car ils supportent les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on a deux type de plancher :

- Plancher à corps creux,
- Dalle pleine.

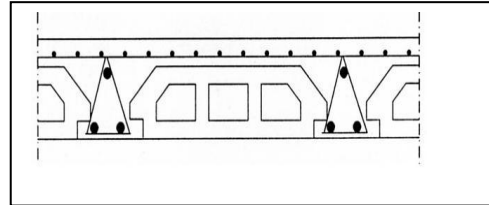


Fig.3.1-Coupe transversale d'un plancher  
à corps creux.

#### **3 -1.1.Etude des poutrelles :**

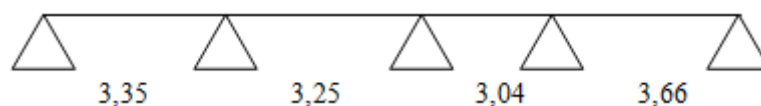
Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

- Méthode forfaitaire,
- Méthode de Caquot,
- Méthode des trois moments.

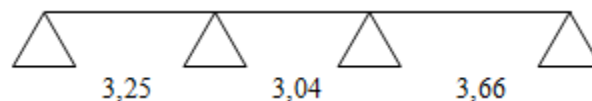
Nous allons utiliser «La méthode des trois moments » car elle convient à notre cas.

#### **3 -1.2.Les différents types des poutrelles :**

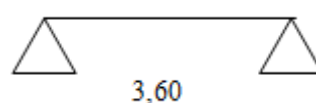
**Type 1 :**



**Type 2 :**



**Type 3 :**



### 3 -1.3.Descente des charges :

Tableau. 3.1-Les différentes descentes de charge.

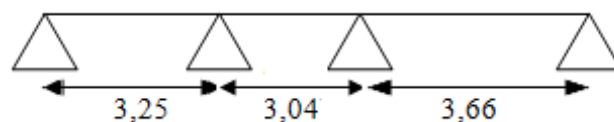
Niveaux	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	B [m]	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] $q_u=B(1.35G+1.5Q)$	ELS [KN/ml] $q_s=B(G+Q)$
Terrasse inaccessible	6.47	1.00	0.65	6.65	4.85
Étage courant	5.52	1.50	0.65	6.30	4.56

### 3 -1.4.Détermination des efforts internes:

Pour déterminer les efforts internes « Moment fléchissant, Effort tranchant », on va utiliser deux différentes méthodes :

Le cas étudié est le 2<sup>ème</sup> type, étage courant.

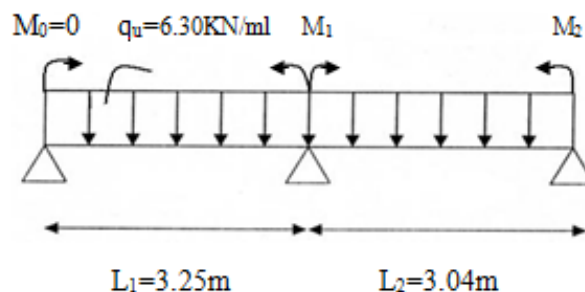
#### Méthode 1 (Méthode des trois moments) :



ELU :

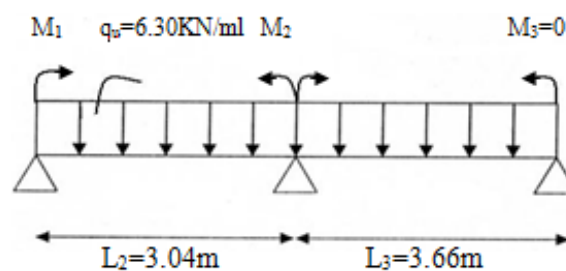
Calcul du moment en appui :

Travée 0-1-2 :



$$M_0L_1+2M_1(L_1+L_2)+M_2L_2= -6(Rg_1+Rd_1)$$

Travée 1-2-3 :



$$M_1L_2+2M_2(L_2+L_3)+M_3L_3= -6(Rg_2+Rd_2)$$

$$\text{AN: } \begin{cases} M_0(3,25) + 2M_1(3,25 + 3,04) + M_2(3,04) = -6(R_{g1} + R_{d1}). \\ M_1(3,04) + 2M_2(3,04 + 3,66) + M_3(3,66) = -6(R_{g2} + R_{d2}). \end{cases}$$

On sait que:  $M_0 = M_3 = 0$

$$\begin{cases} 12,58M_1 + 3,04M_2 = -6(R_{g1} + R_{d1}). \\ 3,04M_1 + 13,40M_2 = -6(R_{g2} + R_{d2}). \end{cases}$$

Avec :  $q_u = 6,30 \text{ KN/ml}$ .

$$\begin{cases} R_{g1} = \frac{q_u l_1^3}{24} = 9,01 \text{ KN}. \\ R_{d1} = \frac{q_u l_2^3}{24} = 7,37 \text{ KN} = R_{g2}. \\ R_{d2} = \frac{q_u l_3^3}{24} = 12,87 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} 12,58M_1 + 3,04M_2 = -98,28. \\ 3,04M_1 + 13,40M_2 = -121,44. \end{cases}$$

$$\begin{aligned} & \Rightarrow M_1 = -5,94 \text{ KN.m} \\ & \Rightarrow M_2 = -7,71 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Calcul des moments et des efforts tranchants :

**Travée 0-1 :**

$$R_0 + R_1 - q_u L_1 = 0.$$

$$R_0 + R_1 = 20,47 \text{ KN}.$$

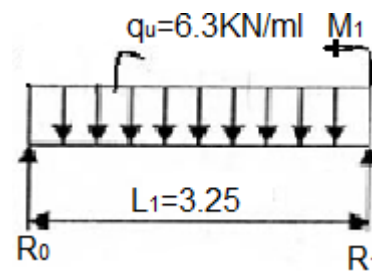
$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_0 L_1 - q_u L_1^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$\text{A.N: } R_0 = 8,41 \text{ KN}.$$

$$R_1 = 12,06 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_0 x - q_u x^2 / 2 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3,25) = -5,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 8,41 \text{ KN} \\ T(3,25) = -12,06 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M_{\max} \text{ si } : T(x)=0 \Rightarrow x = R_0/q_u$$

$$\Rightarrow x=1,33 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,33) = 5,61 \text{ KN.m}$$

**Travée 1-2 :**

$$R_1+R_2-q_u L_2= 0.$$

$$R_1+R_2=19,15 \text{ KN.}$$

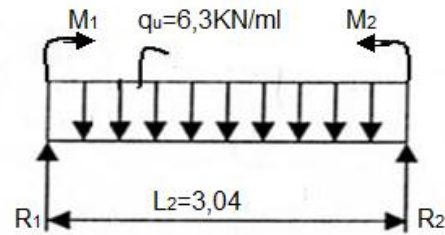
$$\sum M/2 =0 \Rightarrow R_1 L_2 - q_u L_2^2/2 +M_1-M_2=0$$

A.N :  $R_1= 8,99 \text{ KN.}$

$$R_2= 10,16 \text{ KN.}$$

$$M(x)= R_1 x - q_u x^2/2+M_1 \quad \begin{cases} M(0)= -5,94\text{KN.m} \\ M(3,04)= - 7,72\text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x)= R_1 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 8,99 \text{ KN} \\ T(3,04) = -10,16 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M_{\max} \text{ si } : T(x)=0 \Rightarrow x = R_1/q_u$$

$$\Rightarrow x=1,43 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,43) = 0,49 \text{ KN.m}$$

**Travée 2-3 :**

$$R_2+R_3-q_u L_3= 0.$$

$$R_2+R_3=23,06 \text{ KN.}$$

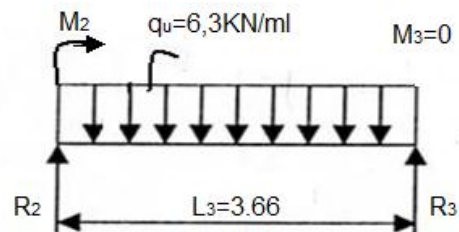
$$\sum M/2 =0 \Rightarrow - R_3 L_3 + q_u L_3^2/2 +M_2=0$$

A.N :  $R_3= 9,42 \text{ KN.}$

$$R_2= 13,64 \text{ KN.}$$

$$M(x)= R_3 x - q_u x^2/2 \quad \begin{cases} M(0)=0 \\ M(3,66)= - 7,72\text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x)= R_3 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 9,42 \text{ KN} \\ T(3,66) = -13,64 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M_{\max} \text{ si } :T(x)=0 \Rightarrow x =R_3/q_u$$

$$\Rightarrow x=1,49 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,49) = 7,04 \text{ KN.m}$$

**Méthode 2 (à l'aide du SAP2000) :**

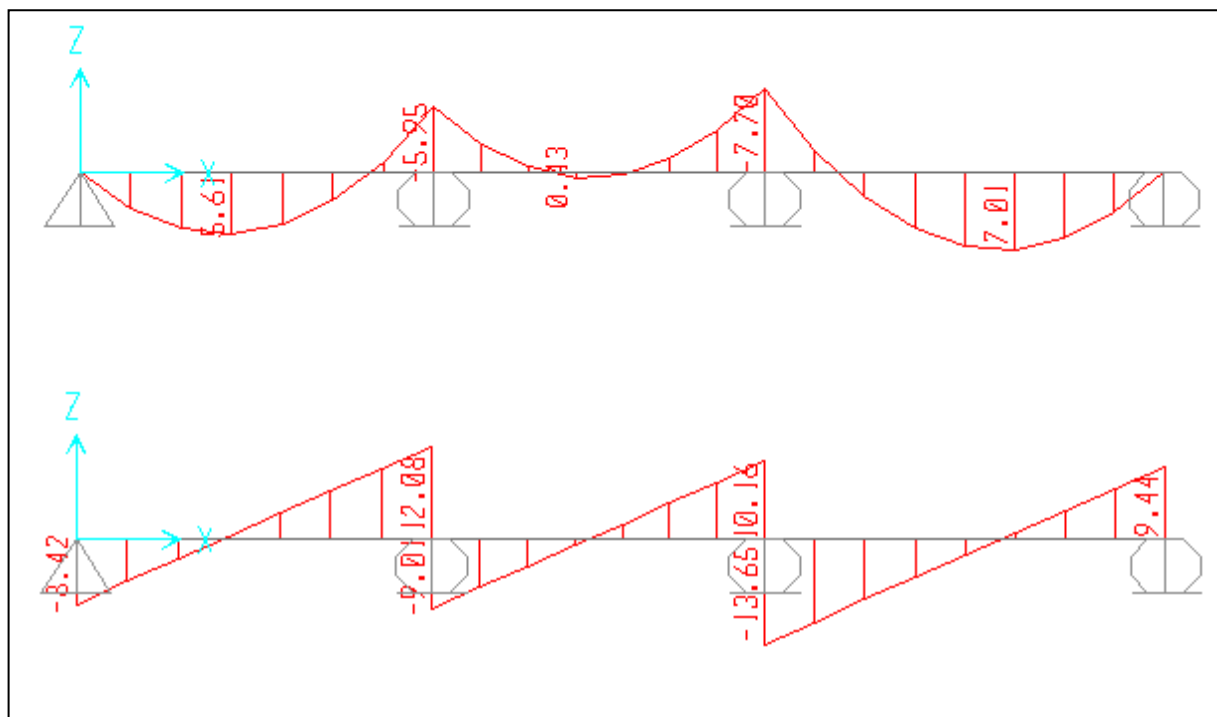


Fig.3.2-Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU pour le type n°2.

**Comparatif des deux méthodes :**

Dans le cas étudié, 2<sup>ème</sup> type étage courant :

Tableau. 3.2-Comparatif entre la méthode des trois moments et le SAP2000.

ELU (trois moment) [KN.m]			ELU(SAP2000) [KN.m]		
M <sub>Trav</sub> Max	M <sub>App</sub> Max	T <sub>Max</sub>	M <sub>Trav</sub> Max	M <sub>App</sub> Max	T <sub>Max</sub>
7,04	7,72	13,64	7,01	7,70	13,65

L'erreur entre les deux méthodes est due au faute d'arrondissement, cette erreur est remarquée seulement après la virgule. Pour cela on peut se permettre de calculer les efforts internes avec le SAP2000, qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau. 3.3-Les efforts internes à l'ELU

Planchers	Types	$M_{app}$ [KN.m]	$M_{trav}$ [KN.m]	T [KN]
Terrasse Inaccessible	1	8,61	7,22	14,53
	2	8,13	7,40	14,39
	3	0	10,78	11,97
Etage Courant	1	8,16	6,84	13,77
	2	7,70	7,01	13,65
	3	0	10,22	11,35

Tableau. 3.4-Les efforts internes à l'ELS

Planchers	Types	$M_{app}$ [KN.m]	$M_{trav}$ [KN.m]	T [KN]
Terrasse Inaccessible	1	6,28	5,27	10,60
	2	5,93	5,40	10,51
	3	0	7,87	8,74
Etage Courant	1	5,90	4,95	9,96
	2	5,57	5,07	9,87
	3	0	7,38	8,21

### 3 -1.5.Ferrailage des poutrelles:

Notre exemple de calcul sera pour le type 2, étage courant :

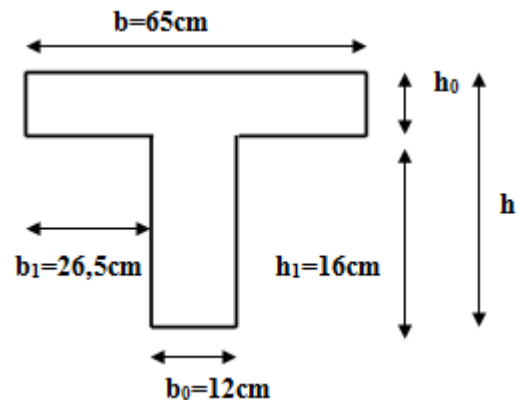
$$d=0,9 \times h=0,9 \times 0,21=0,189\text{m}$$

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

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

$$f_{bc}=14,17\text{MPa}$$

$$\sigma_{st}=347,83\text{MPa}$$



**ELU:**

**En travée:**

$$M_{ut} = 7,01 \text{ KN.m} = 7,01 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

**Le moment d'équilibre par la table:**

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \left( 0,189 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_t = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a : } M_t > M_{ut}$$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,01 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,189)^2 \times 14,17} = 0,0213.$$

$$\mu_u = 0,0213 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0213)})$$

$$\alpha = 0,0269.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,189 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,0269)$$

$$Z = 0,186 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{7,01 \times 10^{-3}}{0,186 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 1,078 \text{ cm}^2$$

On choisit : **2T10** de section **1,57 cm<sup>2</sup>/ml**.



**Condition de non fragilité :**

La section minimale :  $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [CV]$$

**En appuis:**

$$M_{u \text{ app}} = 7,70 \text{ KN.m} = 7,70 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

**Le moment d'équilibre par la table:**

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \left( 0,189 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_t = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a : } M_t > M_{u \text{ t}}$$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section en « T » ( $b_0 \times h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_{Uapp}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,70 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,189)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,1267 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,1267)})$$

$$\alpha = 0,17.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,189 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,17)$$

$$Z = 0,176 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{7,70 \times 10^{-3}}{0,176 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 1,256 \text{ cm}^2$$

On choisit : **1T12+1T10** de section **1,92** cm<sup>2</sup>/ml.

**Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

**ELS:**

**En travée:**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{7,01}{5,07} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,0269 < 0,44 \dots \dots \dots [CV]$$

**En appuis:**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7,70}{5,57} = 1,38 \\ \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,17 < 0,44 \dots \dots \dots [CV]$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{13.65 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189}$$

$$\tau_u = 0,60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour des fissurations peu nuisible : } \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc on a : } \tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots [CV]$$

**Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; 1,00; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,6 ; 1,00 ; 1,2)$$

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

**Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_l, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}; 12 \times 1,00; 30\text{cm}\right)$$

On prend:  $S_t = 5\text{cm}$

$$\text{Zone courante } S_t' \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t' \leq \frac{21}{2}$$

On prend :  $S_t' = 10\text{cm}$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

**Condition de non fragilité :**

$$\frac{f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot S_t'} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right).$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE215.

$$\frac{215 \cdot 0,57}{12 \cdot 10} \geq \max \left( \frac{0,6}{2}; 0,4 \text{MPa} \right).$$

$$1,02 \geq 0,4 \dots\dots\dots [CV]$$

**Vérification au glissement :**

En appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0 \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_u = 13,65 \text{KN.} \\ M_u = 7,70 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow -31,62 \leq 0 \dots\dots\dots [CV]$$

**Vérification de la flèche :**

D'après BAEL91 modifié 99, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{\max}}{500} \quad \text{Avec : } L_{\max} : \text{La portée maximale des poutrelles.}$$

$$\text{Dans notre cas, on a : } L_{\max} = 3,66 \text{m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{366}{500} = 0,732 \text{cm.}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{ut} \cdot \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot (0,21)^3}{12} + 15 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} \cdot \left( \frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2 \quad [\text{car : } d' = 0,1 \text{h} = 0,021 \text{m}]$$

$$I_0 = 5,17 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,189} = 0,00692$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left( 2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65} \right) \cdot 0,00692} = 5,94.$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,31.$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1.I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \cdot 17 \cdot 10^{-4}}{(1 + 5,94 \cdot 0,31)}$$

$$I_{Fi} = 2,00 \cdot 10^{-4} m^4.$$

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{5,07 \cdot 10^{-3} \times 3,66^2}{10 \times 32164,195 \times 2 \cdot 10^{-4}} = 1,05 \times 10^{-3} m.$$

Avec:  $E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,195 MPa.$

Donc :  $f = 0,105 cm \leq f_{adm} = 0,732 cm \dots \dots \dots [CV]$

**3 -1.6.Récapitulatifs du ferrailage des poutrelles:**

Tableau. 3.5-Ferrailage des poutrelles.

Niveaux	Types	Armature longitudinale [cm <sup>2</sup> ]				A <sub>t</sub> [cm <sup>2</sup> ]
		A <sub>st</sub> calculé [cm <sup>2</sup> ]		A <sub>st</sub> choisit [cm <sup>2</sup> ]		
		Travée	Appui	Travée	Appui	
Etage Courant	1	1.05	1.34	2T10	1T12+1T10	Φ6
	2	1.08	1.26	2T10	1T12+1T10	
	3	1.58	/	2T12	1T10	
Terrasse inaccessible	1	1.11	1.42	2T10	1T12+1T10	
	2	1.14	1.33	2T10	1T12+1T10	
	3	1.68	/	2T12	1T10	

**L’ancrage des armatures :**

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\psi_s$  coefficient de scellement des barres.

$\Rightarrow \psi_s = 1,5$  pour les armatures à haute adhérence.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :  $L_1 = 6 \cdot \Phi$  ;  $L_2 = L_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r$  ;  $L > L_2 + r + \Phi/2$  ;  $r = 5,5 \Phi$

On adopte un croche à 120° :  $\alpha = 2,31$  ;  $\beta = 3,28$

Tableau. 3.6-L'ancrage des armatures.

$\Phi$ [mm]	$\tau_{sU}$ [MPa]	$L_s$ [cm]	$L_1$ [cm]	$r$ [cm]	$L_2$ [cm]	$L$ [cm]
10	2,835	35,27	6	5,5	3,37	10
12		42,328	7,2	6,6	4,048	15

### 3 -1.7.Ferraillage de la dalle de compression:

D'après le règlement du CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm, elle est armée par treillis soudé d'un diamètre qui doit respecter les conditions suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_1 > 4L/f_e \quad \text{Avec : } f_e=500\text{MPa}$$

$$L=65\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_1 > 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Et pour les armatures parallèles aux nervures :  $A_2=A_1/2=0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Alors, on adopte un treillis soudé de  $\Phi 5$  et un espacement de  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$ .

## 3 -2 Etude des escaliers:

### 3 -2.1.Introduction:

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à des charges qui peuvent être importants, c'est la raison pour laquelle on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage qu'on doit adopter dans notre cas.

### 3 -2.2.Terminologie:

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- Marche : La partie horizontale.
- Contre marche : la partie verticale d'une marche.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.
- Echappée : la hauteur de volée.
- Paillasse : la dalle inclinée qui se situe sous les marches.
- Palier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.

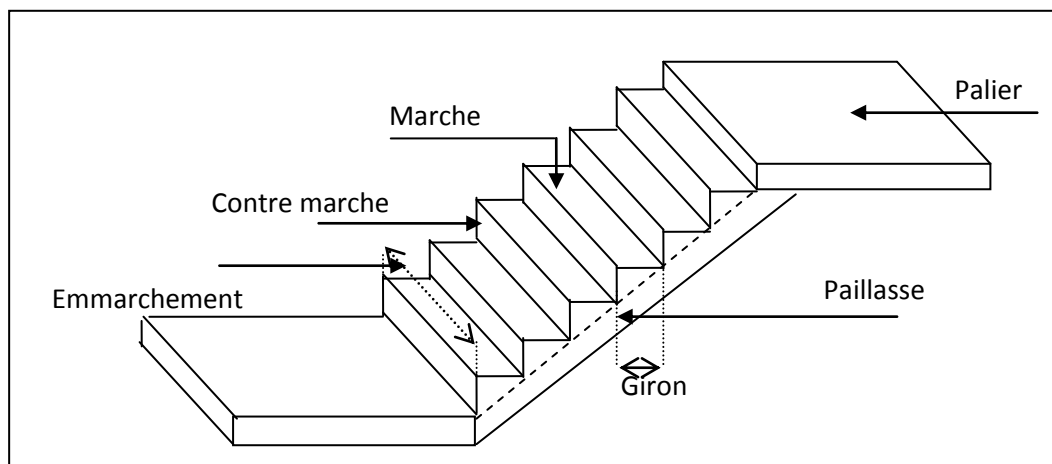


Fig.3.3-schéma d'un escalier

### 3 -2.3.Pré-dimensionnement :

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- Il doit être agréable à l'œil.
- Facilité à gravir sans fatigue .

Pour cela on utilise généralement la formule de « BLONDEL » :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ [cm]}$$

h: Hauteur de la contremarche.

g : Giron ou la longueur de la marche.

On prend généralement : **h=17 cm**

$$\Rightarrow 25 \leq g \leq 32$$

Alors, on prend : **g=30 cm.**

**3 -2.3.1.Le nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H_e}{h}$$

Avec :

H<sub>e</sub>: Hauteur de l'étage courant et le RDC: H<sub>e</sub> = 306cm

h : Hauteur de contre marche : h = 17cm

$$n = \frac{306}{17} = \mathbf{18 \text{ contre marches.}}$$

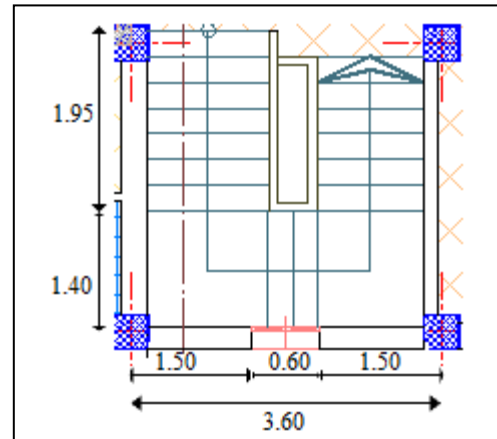


Figure.3.4.Schéma statique des escaliers.

**3 -2.3.2.Le nombre de marche (n-1) :**

Pour la première volée on a 8 contre marches.  $\Rightarrow$  7 marches pour volée n°1.

Pour la deuxième volée on a 3 contre marches.  $\Rightarrow$  2 marches pour volée n°2.

Pour la troisième volée on a 7 contre marches.  $\Rightarrow$  6 marches pour volée n°3.

**3 -2.3.3.La longueur de la ligne de foulée :**

Elle représente le parcours d'une personne qui descend en se tournant à la rampe du coté du jour, elle est placée conventionnellement.

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

L : Longueur de la ligne de foulée

g : Giron

(n-1) : Nombre de marche

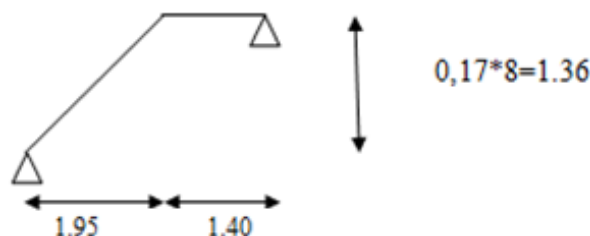
Tableau. 3.7-La longueur de la ligne de foulée.

Volées N°	g [cm]	(n-1)	L [cm]
1	30	7	210
2		2	60
3		6	180

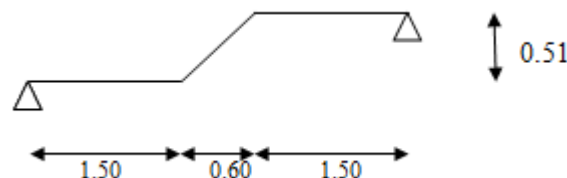
**3 -2.3.4.Les différents types d'escaliers :**

Dans notre cas, nous avons trois types de volée qui sont présentés ci-dessous :

**Type 01 :**

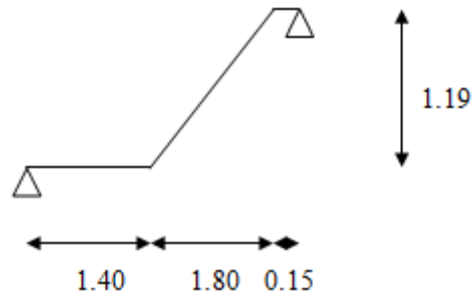


**Type 02 :**





**Type 03 :**



**3 -2.3.5.Les différents angles d'inclinaisons :**

Type 1 :

$$\tan \alpha_1 = \frac{1,36}{1,95} \Rightarrow \alpha_1 = 34,89^\circ$$

Type 2 :

$$\tan \alpha_2 = \frac{0,51}{0,60} \Rightarrow \alpha_2 = 40,36^\circ$$

Type 3 :

$$\tan \alpha_3 = \frac{1,19}{1,80} \Rightarrow \alpha_3 = 33,47^\circ$$

**3 -2.3.6.Calcul des épaisseurs :**

**Palier :**

$$L/20 \leq e \leq L/15 \text{ et } L = g.(n/2 - 1)$$

Avec : L : ligne de foulée totale.

$$L = 0,3 (18/2 - 1) = 2,40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 240/20 \leq e \leq 240/15$$

$$\Rightarrow 12 \leq e \leq 16$$

$$\Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

**Pailleasse :**

$$L_T / 30 \cos \alpha \leq e \leq L_T / 20 \cos \alpha$$

Avec:  $L_T$ : La longueur réelle du volée.

Tableau. 3.8-Les épaisseurs des différentes volées.

Volées N°	$\alpha$	$L_T$ [cm]	Epaisseur [cm]
1	34,89°	335	15
2	40,36°	360	16
3	33,47°	335	15

### 3 -2.4.Descente de charge :

#### 3 -2.4.1.Descente de charge du Palier :

Tableau. 3.9-Descente de charge du palier.

N°	Désignation	Ep [m]	Masse volumique [KN/m]	Poids [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36

$$G=5,31 \text{ KN/m}^2.$$

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

#### 3 -2.4.2.Descente de charge de la Paillasse :

Tableau. 3.10-Descente de charge de la paillasse.

N°	Désignation	Ep [m]	Masse volumique [KN/m]	Poids [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Carrelage horizontale	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Carrelage verticale	0.02	22	$0.02*22*h/g=0.25$
5	Mortier de pose verticale	0.02	20	$0.02*20*h/g=0.23$
6	<b>Poids propre de la paillasse</b>	<b>0.15</b>	<b>25</b>	<b><math>0.15*25/ \cos \alpha</math></b>
7	Poids propre de la marche	/	25	$25*h/2=2.12$
8	Garde corps	/	/	0.1
9	Enduit en ciment	0.02	18	0.36

$$G= 4,26 + G_{pp \text{ paillasse}} \quad ; \quad Q=2,5 \text{ KN/m}^2$$

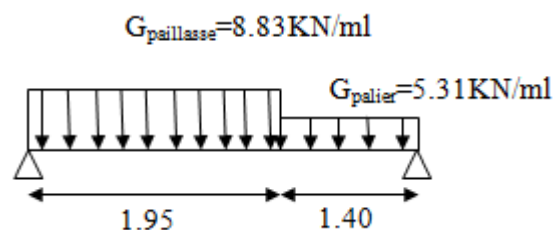
Avec :  $G_{pp \text{ paillasse}}$  : Dépend de l'inclinaison de la paillasse

#### La charge permanente des différents volées :

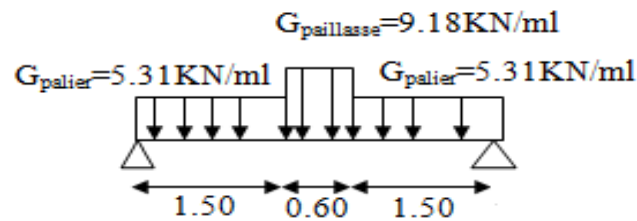
Tableau. 3.11-La charge permanente des différentes volées.

Volées N°	$\alpha$	$G_{pp \text{ paillasse}}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$G_{\text{Totale}}$ [KN/m <sup>2</sup> ]
1	34,89°	4.57	8.83
2	40,36°	4.92	9.18
3	33,47°	4.49	8,75

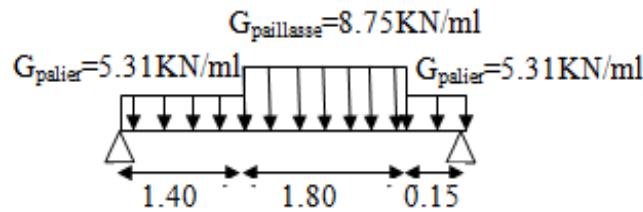
#### Type 01 :



**Type 02 :**



**Type 03 :**



**3 -2.5.Détermination des efforts internes :**

La détermination des efforts internes se fait pour une poutre isostatique simplement appuyée, et notre exemple de calcul sera la volée n° 1. Pour les autres volées, on utilisera le SAP2000.

**ELU :**

**Type 01 :**

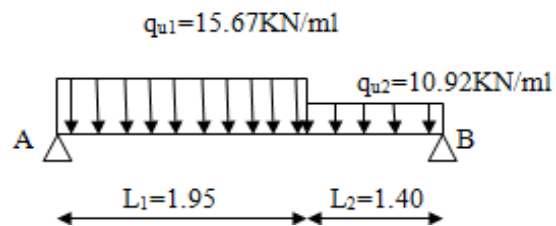
$$R_A + R_B - q_{u1} L_1 - q_{u2} L_2 = 0.$$

$$R_A + R_B = 45,84 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot (3,35) - 10,92 \cdot (1,4) \cdot (2,65) - 15,67 \cdot (1,95) \cdot (0,975) = 0$$

$$R_B = 20,99 \text{ KN.}$$

$$R_A = 24,85 \text{ KN.}$$



**Section 1-1: 0 < x < 1,95**

$$M(x) = R_A x - 15,67 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,95) = 18,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 15,67 x \quad \begin{cases} T(0) = 24,85 \text{ KN} \\ T(1,95) = -5,70 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } : T(x) = 0 \Rightarrow x = R_A / 15,67$$

$$\Rightarrow x = 1,58 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,58) = 19,70 \text{ KN.m}$$

**Section 2-2:**  $0 < x < 1,40$

$$M(x) = R_B x - 10,92 x^2/2 \quad \begin{cases} M(0)=0 \\ M(1,40)= 18,68\text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = - R_B + 10,92 x \quad \begin{cases} T(0) = - 20,99 \text{ KN} \\ T(1,40) = -5,70 \text{ KN} \end{cases}$$

**ELS :**

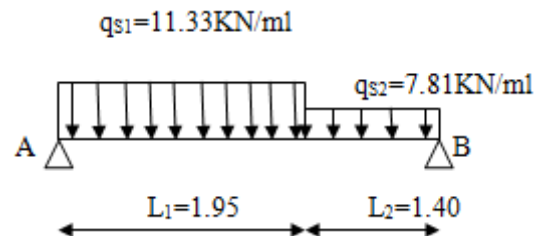
$$R_A + R_B - q_{s1} L_1 - q_{s2} L_2 = 0.$$

$$R_A + R_B = 33,02 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot (3,35) - 7,81 \cdot (1,4) \cdot (2,65) - 11,33 \cdot (1,95) \cdot (0,975) = 0$$

$$R_B = 15,07 \text{ KN.}$$

$$R_A = 17,95 \text{ KN.}$$



**Section 1-1:**  $0 < x < 1,95$

$$M(x) = R_A x - 11,33 x^2/2 \quad \begin{cases} M(0)=0 \\ M(1,95)= 13,46\text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 11,33 x \quad \begin{cases} T(0) = 17,95 \text{ KN} \\ T(1,95) = -4,14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } : T(x) = 0 \Rightarrow x = R_A / 11,33$$

$$\Rightarrow x = 1,58 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,58) = 14,21 \text{ KN.m}$$

**Section 2-2:**  $0 < x < 1,40$

$$M(x) = R_B x - 7,81 x^2/2 \quad \begin{cases} M(0)=0 \\ M(1,40)= 13,46\text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = - R_B + 7,81 x \quad \begin{cases} T(0) = - 15,07 \text{ KN} \\ T(1,40) = -4,14 \text{ KN} \end{cases}$$

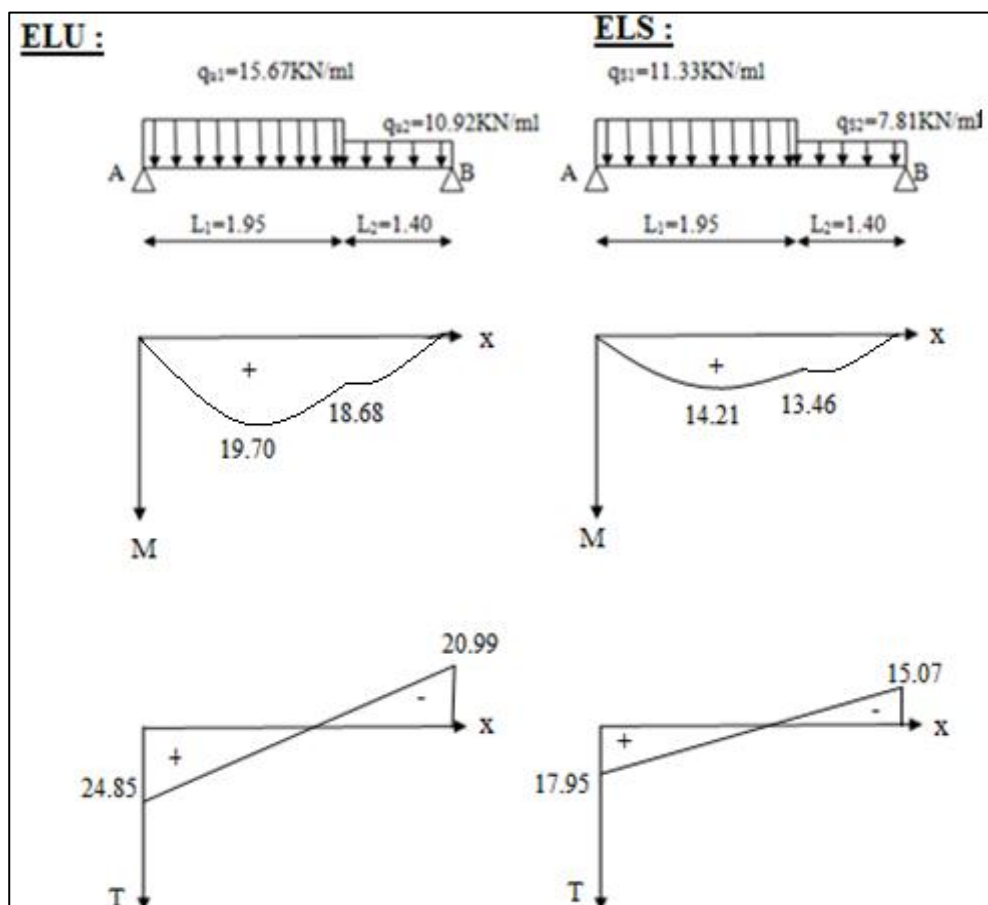


Figure.3.5.Diagramme des efforts internes pour la volée n°1 a ELU et ELS.

**Récapitulatif des différents efforts internes :**

Tableau. 3.12-Les efforts internes pour les différentes volées.

Types	ELU			ELS			
	$M_{app}$	$M_{Trav}[\text{KN/m}^2]$	$T_{max}[\text{KN}]$	$M_{app}$	$M_{Trav}[\text{KN/m}^2]$	$T_{max}[\text{KN}]$	
Sollicitations	1	0	19,70	24,85	0	14,21	17,95
	2	0	20,27	21,22	0	14,57	15,22
	3	0	19,53	24,03	0	14,08	17,33

**3 -2.6.Détermination du ferrailage :**

On va déterminer le ferrailage du type n°1 car c'est lui le plus défavorable et on l'adopte pour les autres types.

$h=0,15\text{m}$  ;  $b= 1\text{m}$  ;  $d= 0,9 \times h= 0,135\text{m}$

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $f_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $\sigma_{st}=347,83\text{MPa}$

**ELU:**

**En travée:**

$$M_{ut} = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 19,70 = 16,74 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,74 \times 10^{-3}}{1,00 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,0648.$$

$$\mu_u = 0,0648 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0648)})$$

$$\alpha = 0,0838.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,0838)$$

$$Z = 0,130 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{16,74 \times 10^{-3}}{0,130 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 3,69 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T12** de section **5,65** cm<sup>2</sup>/ml.

**Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times 1,00 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 5,65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T10** de section **2,36** cm<sup>2</sup>/ml.

**En appuis:**

$$M_{u \text{ app}} = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 19,70 = 9,85 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Uapp}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,85 \times 10^{-3}}{1,00 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,0381.$$

$$\mu_u = 0,0381 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0381)})$$

$$\alpha = 0,0486.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,0486)$$

$$Z = 0,132 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{9,85 \times 10^{-3}}{0,132 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 2,14 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T12** de section **3,39** cm<sup>2</sup>/ml.

**Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 1,00 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 3,39 / 4 = 0,85 \text{ cm}^2$$

On choisit : **2T10** de section **1,57** cm<sup>2</sup>/ml.

**Condition du RPA99 version 2003 :**

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \cdot 15 = 7,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Car on a choisi : 5T12+3T12=8T12=9,03cm<sup>2</sup>/ml.

**ELS:****En travée:**

Comme la fissuration est peu nuisible et l'acier utiliser est de nuance FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{16,74}{12,08} = 1,36$$

$$\frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$\alpha = 0,0838 < 0,43 \dots \dots \dots [CV]$$

**En appuis:**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,85}{7,10} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,0486 < 0,44 \dots \dots \dots [CV]$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{24,85 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,135}$$

$$\tau_u = 0,184 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$



Donc, on a :  $\tau_u < \overline{\tau_u}$  .....[CV]

**Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \frac{M_s}{M_v}$$

$$\Rightarrow \frac{3,06}{3,35} = 0,91 \geq \frac{1}{18} \frac{14,21}{19,70} = 0,04$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{L} = 0,91 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

Avec : h : Hauteur de la cage d'escalier.  
L : La distance entre appuis.

Alors : **les deux conditions sont vérifiées.**

### 3 -3 Etude de la poutre palière :

#### 3 -3.1.Pré-dimensionnement:

D'après BAEL 91 modifié 99, on a :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$360/15 \leq h \leq 360/10$$

$$24 \leq h \leq 36$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

#### Vérification du RPA99 V 2003 :

D'après le R.P.A99version2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{ cm} > 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 30\text{ cm} = 30\text{cm} \\ h/b < 4 \Rightarrow 1 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{C.V}$$

La poutre palière a une dimension de (30x30) cm<sup>2</sup>.

#### 3 -3.2.Descente des charges:

##### 3 -3.2.1.Charge permanente:

Dans notre cas, on a une poutre brisée, alors on aura deux types de charge permanente :

##### La partie horizontale :

$$G_1 = \text{Poids propre de la poutre palière} + G_{\text{voile}} \cdot h$$

$$G_1 = (0,3 \cdot 0,3 \cdot 25) + 0,20 \cdot 25 \cdot [(3,06) - (8,0,17) - (0,4)]$$

$$G_1 = 8,75 \text{ KN/ml.}$$

##### La partie inclinée :

$$G_2 = \text{Poids propre de la poutre palière} + G_{\text{voile}} \cdot h$$

$$G_2 = (0,3 \cdot 0,3 \cdot 25) / (\cos 40,36) + 5 \cdot [1,3]$$

$$G_2 = 9,45 \text{ KN/ml.}$$

##### 3 -3.2.2.Charge d'exploitation:

La charge d'exploitation dans la poutre palière est nulle : Q=0.

##### 3 -3.3.Réaction des escaliers:

$$T_{U \max} = R_B / (L/2) \quad \text{Avec : } L : \text{La longueur de la poutre palière}$$

$$T_{U \max} = 24,85 / (3,6/2) = 13,8 \text{ KN.}$$

$$T_{S \max} = R_B / (L/2) = 17,95 / (3,6/2) = 9,97 \text{ KN.}$$

**3 -3.4.Calcul des efforts internes:**

$$\text{ELU} : Q_{u1} = 1,35G_1 + T_{U \max} = 25,61 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS} : Q_{S1} = G_1 + T_{S \max} = 18,72 \text{ KN/ml.}$$

Après avoir utilisé le SAP 2000, on a trouvé les efforts internes suivants :

$$M_{U \max} = 41,96 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{U \max} = 46,39 \text{ KN.}$$

$$M_{S \max} = 30,67 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{S \max} = 33,91 \text{ KN.}$$

**3 -3.5.Calcul du ferrailage:**

$$h = 0,30 \text{ m} \quad ; \quad b = 0,30 \text{ m} \quad ; \quad d = 0,9 * h = 0,27 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

**ELU:**

**En travée:**

$$M_{ut} = 0,85 M_u = 0,85 * 41,96 = 35,67 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{35,67 * 10^{-3}}{0,30 * (0,27)^2 * 14,17} = 0,115.$$

$$\mu_u = 0,115 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * (0,115)})$$

$$\alpha = 0,153.$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha)$$

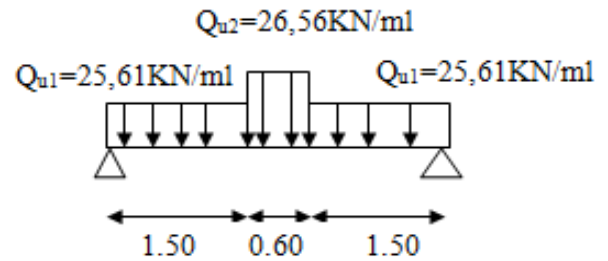
$$Z = 0,27 * (1 - 0,4 * 0,153)$$

$$Z = 0,253 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z * \sigma_{st}} = \frac{35,67 * 10^{-3}}{0,253 * 347,83}$$

$$A_{st} = 4,05 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** de section **4,62 cm<sup>2</sup>/ml.**



**Condition de non fragilité :**

La section minimale :  $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,62/4 = 1,15 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T12** de section **3,39** cm<sup>2</sup>/ml.

**En appuis:**

$$M_{u \text{ app}} = 0,5M_u = 0,5 \cdot 41,96 = 20,98 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Uapp}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,98 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,0677.$$

$$\mu_u = 0,0677 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0677)})$$

$$\alpha = 0,0877.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,27 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,0877)$$

$$Z = 0,260 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{20,98 \times 10^{-3}}{0,260 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T12** de section **3,39** cm<sup>2</sup>/ml.

**Condition de non fragilité :**

La section minimale :  $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 3,39/4 = 0,85 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** de section **4,62** cm<sup>2</sup>/ml.

**Condition du RPA99 version 2003 :**

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 30 = 4,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Car on a choisi : 3T14+3T12=8,01cm<sup>2</sup>/ml.

**ELS:**

**En travée:**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{35,67}{26,07} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,153 < 0,435 \dots \dots \dots [CV]$$

**En appuis:**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20,98}{15,33} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,0877 < 0,435 \dots \dots \dots [CV]$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{46,39 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27}$$

$$\tau_u = 0,57 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :  $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots [CV]$$

**Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; 1,20; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,85 ; 1,20 ; 3)$$

On prend :  $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm.}$

**Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le R.P.A 99 Version 2003 on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,20; 30 \text{ cm}\right)$$

On prend :  $S_t = 7 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{30}{2}$$

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera :  $A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

### 3 -4 L'Acrotère :

#### 3 -4.1.Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un petit garde corps. Il est considéré comme une console encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible.

Le calcul de l'acrotère se fera en flexion composée, car il est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

#### 3 -4.2.Poids propre de l'acrotère :

Surface de l'acrotère :

$$S=[(0,1 \times 0,5)+(0,1 \times 0,05 \times 0,5)+(0,1 \times 0,05)]$$

$$S=0,0575 \text{ m}^2.$$

Charge Permanente:

$$G= S \times 1,00 \times 25$$

$$G= 0.0575 \times 1,00 \times 25$$

$$G=1,4375 \text{ KN/ml.}$$

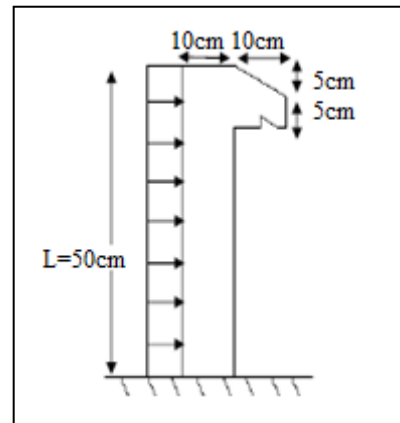


Figure.3.6- Coupe transversale de l'acrotère.

Car : La masse volumique béton est de :  $25\text{KN/m}^3$ .

Surcharge d'exploitation:

$$Q=1\text{KN/ml.}$$

#### 3 -4.3.Calcul des sollicitations :

**ELU :**

$$N_u=1,35 \times G = 1,35 \times 1,4375 \quad \Rightarrow \quad N_u=1,9410 \text{ KN.}$$

$$M_u=1,50 \text{ QL}^2/2 = 1,50 \times 1 \times (0,5)^2/2 \quad \Rightarrow \quad M_u=0,1875\text{KN/ml.}$$

**ELS :**

$$N_s= G$$

$$N_s=1,4375 \text{ KN.}$$

$$M_s= \text{QL}^2/2 = 1 \times (0,5)^2/2$$

$$M_s=0,125\text{KN/ml.}$$

### 3 -4.4.Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,1875}{1,94} = 0,0966m.$$

$$\Rightarrow e = 9,66cm.$$

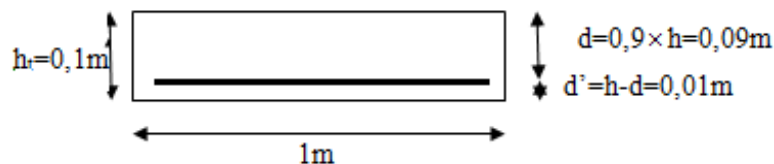
On sait que :  $h_t=10$  cm

$$e > \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} \Rightarrow e = 9,66 > 1,67cm.$$

Donc, la section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

### 3 -4.5.Détermination du ferrailage :

**E.L.U :**



$d$  : la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

$d'$  : la distance entre l'armature inférieure et la fibre plus tendue.

$$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; f_{bc}=14,17MPa ; \sigma_{st}=347,83MPa$$

$$e_a = e + (h/2 - d') = 9,66 + [(10/2) - 1] = 13,66 \text{ cm}$$

$$M_A = N_u \cdot e_a = 1,94 \cdot 10^{-3} \cdot 13,66 \cdot 10^{-2}$$

$$M_A = 2,65 \cdot 10^{-4} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,65 \times 10^{-4}}{1,00 \times (0,09)^2 \times 14,17} = 0,0023.$$

$$\mu_u = 0,0023 < \mu_r = 0,186 \text{ [Pivot A]}$$

$\Rightarrow$  Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0023)})$$

$$\alpha = 2,89 \cdot 10^{-3}.$$



$$Z = d.(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,09.(1 - 0,4.2,89.10^{-3})$$

$$Z = 0,0898 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{ST}} \left[ \frac{M_A}{z} - N_U \right]$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,83} \left[ \frac{2,65 \times 10^{-4}}{0,0898} - 1,94 \times 10^{-3} \right]$$

$$A_{st} = 2,89.10^{-2} \text{ cm}^2. \quad [\text{Faible section}]$$

Donc,  $A_{st}$  est pris selon la formule de non fragilité.

### Condition de non fragilité :

La section minimale :  $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1,00 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,08 \text{ cm}^2.$$

Donc, on adopte : **3T8** de section **1,51 cm<sup>2</sup>/ml**.

### ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,125}{1,4375}$$

$$e = 8,69 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} < 8,69 \text{ cm}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = 0,05 + e_1 - 0,0869.$$

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3(0,0869 - 0,1/2)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1,51.10^{-4}}{1} (0,0869 - 0,1/2 + 0,09)$$

$$p = -2,36.10^{-3} \text{ m}^2.$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2(0,0869 - 0,1/2)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1,51 \cdot 10^{-4}}{1} (0,0869 - 0,1/2 + 0,09)^2$$

$$q = -1,18 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3.$$

**Méthode des itérations successives :**

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q}$$

On prend la valeur de :  $e_1 = 1 \text{ m}$

Après calcul, on trouve :  $e_1 = 0,06469 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$x = 0,02779 \text{ m}.$$

$$s = \frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x)$$

$$s = \frac{1 \times 0,02779^2}{2} - 15 \times 1,51 \times 10^{-4} (0,09 - 0,02779)$$

$$s = 2,45 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3.$$

**Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,4375 \times 10^{-3} \times 0,02779}{2,45 \times 10^{-4}} = 0,163 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s (d - x)}{s}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{1,4375 \times 10^{-3} (0,09 - 0,02779)}{2,45 \times 10^{-4}} = 5,47 \text{ MPa}$$

**Calcul des contraintes admissibles :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \quad \text{Pour Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6 \text{ [H.A]}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \dots\dots\dots [CV]$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \dots\dots\dots [CV]$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 1,51/4 = 0,38 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4Φ6** de section **1,13** cm<sup>2</sup>/ml.

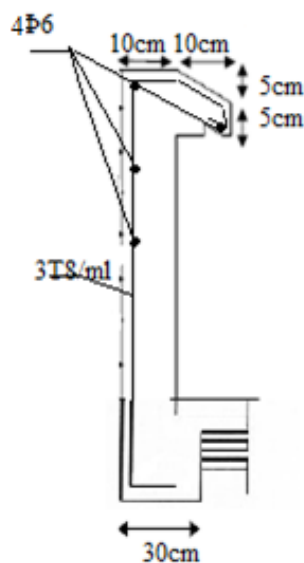


Fig.3.7-Ferrailage de l'acrotère.

### 3 -5 La dalle pleine :

#### 3 -5.1.Etude de la dalle pleine du balcon :

La dalle pleine est calculée comme une console encastrée dans la poutre, on adopte une épaisseur de  $h = 15$  cm. Le calcul se fera pour une bande de 1.00ml.

À partir du chapitre précédent [Chap 2 -2.4.], on a :

Tableau. 3.13-Les différentes descentes de charge de la dalle pleine.

Niveaux	ELU		ELS	
	$q_u = 1.35G + 1.5Q$ [KN/ml]	$P_u$ [KN]	$q_s = G + Q$ [KN/ml]	$P_s$ [KN]
Étage courant	14.01	2.86	9.99	2.12
Terrasse	11.54	/	8.44	/

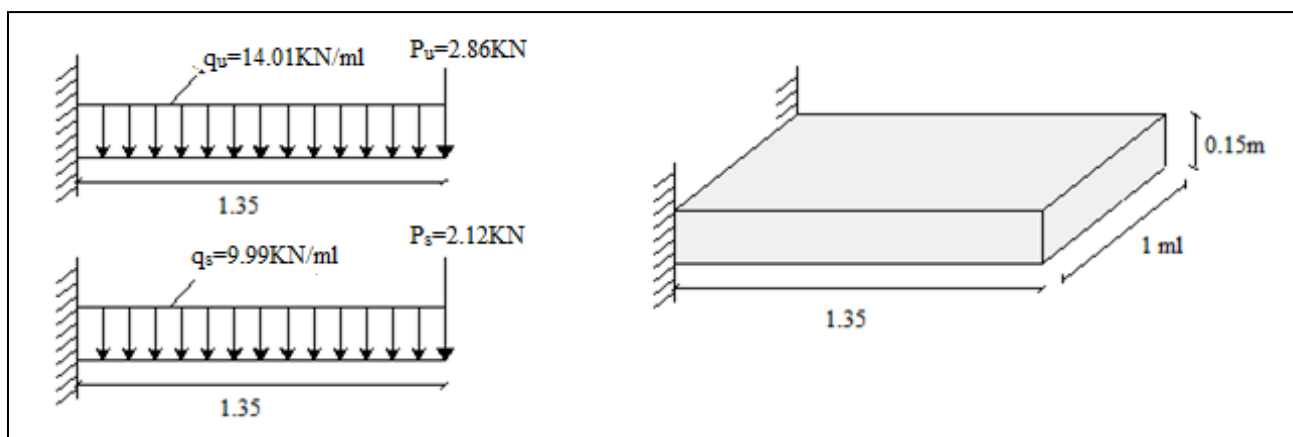
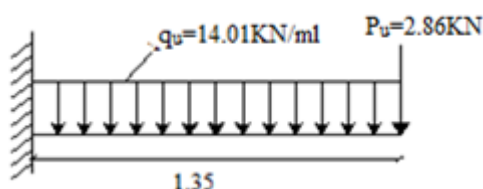


Fig.3.8-Schéma statique de la dalle pleine.

#### 3 -5.1.1.Détermination des sollicitations :

Dans notre structure, on a 2 types de dalles, on prend un seul type comme exemple de calcul au niveau d'étage courant.

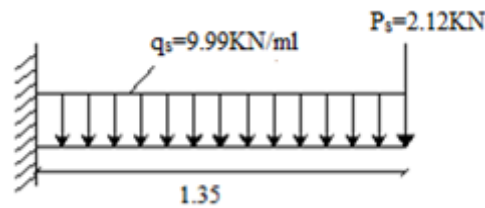
ELU :



$$M(x) = -P_u x - q_u x^2/2 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,35) = -16,63 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \Rightarrow M_{u \max} = 16,63 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -P_u - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = -2,86 \text{ KN} \\ T(1,35) = -21,77 \text{ KN} \end{cases}$$

**ELS :**



$$M(x) = -P_s x - q_s \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,35) = -11,96 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \Rightarrow M_{s \max} = 11,96 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -P_s - q_s x \quad \begin{cases} T(0) = -2,12 \text{ KN} \\ T(1,35) = -15,61 \text{ KN} \end{cases}$$

### 3 -5.1.2.Détermination du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b = 1.00 \text{ m} ; h = 0.15 \text{ m} ; d = 0.135 \text{ m} ; \sigma_{sc} = 347.83 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

**ELU :**

$$M_u = 16,63 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,63 \times 10^{-3}}{1,00 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,0644$$

$$\mu_u = 0,0644 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0644)})$$

$$\alpha = 0,0833.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,135 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,0833)$$

$$Z = 0,130 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{16,63 \times 10^{-3}}{0,130 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 3,66 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T12** de section **4,52 cm<sup>2</sup>/ml**.

**Condition de non fragilité :**

La section minimale :  $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1,00 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

**Armature de répartition :**

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

On choisit : **3T10** de section **2,36** cm<sup>2</sup>/ml.

**ELS:**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16,63}{11,96} = 1,39$$

$$\alpha = 0,0833 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \dots \dots \dots [CV]$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b \times d} = \frac{21,77 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,135}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$

$$\text{Donc : } \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots [CV]$$

### 3 -6 Ascenseur :

#### 3 -6.1.Introduction :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente un avantage car il permet la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à cinq étages.

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

#### 3 -6.2.Etude de la dalle d'ascenseur :

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre dalle, le calcul se fait dans les deux sens longitudinale et transversale.

La dalle d'ascenseur risque le poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par des appuis de moteur.

Le poids de l'ascenseur est de 80 KN, on rappelle que le moteur à quatre appuis.

La charge d'exploitation  $Q = 3,5$  KN.

Lors de l'emplacement de l'ascenseur ainsi que le moteur, on suppose que chaque appui prend  $\left[ \frac{1}{4} \right]$  du poids :

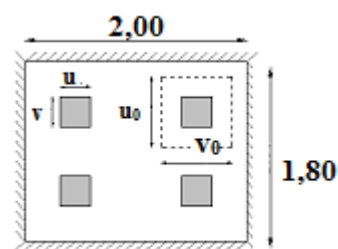
$P_a$  : charge permanent par appui.

$Q_a$  : charge d'exploitation par appui.

$$\text{Donc : } P_a = \frac{P_{asc}}{nbr\_appui} = \frac{80}{4} \Rightarrow P_a = 20KN$$

$$Q_a = \frac{Q_{asc}}{nbr\_appui} = \frac{3,5}{4} \Rightarrow Q_a = 0,875KN$$

Cette charge concentrée développe un effet tranchant de cisaillement en chaque point de la dalle.



#### 3 -6.3.Vérification au poinçonnement :

D'après le BAEL 91 modifiée 99, la condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :  $Q_u$  : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$Q_u = 1,35 \times P_a + 1,5 \times Q_a = 1,35 \times 20 + 1,5 \times 0,875$$

$$\Rightarrow Q_u = 28,31KN$$

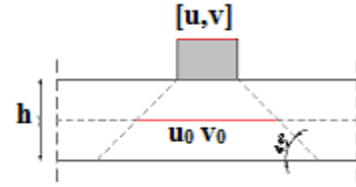
h : épaisseur totale de la dalle.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

u,v : dimension d'impact,  $u = v = 10\text{cm}$ .

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5$$

$$h = 0,21\text{m}.$$



Dans notre cas, le chargement est directement appliqué sur la dalle :

$$\Rightarrow U_0 = U + h ; V_0 = V + h$$

$$U_c = [(u_0 + v_0) \times 2] = [(u + h + v + h) \times 2] = (u + h) \times 4 = (10 + 21) \times 4$$

$$\Rightarrow U_c = 1,24\text{m}.$$

-Charge limite :  $Q_{ul} = 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$

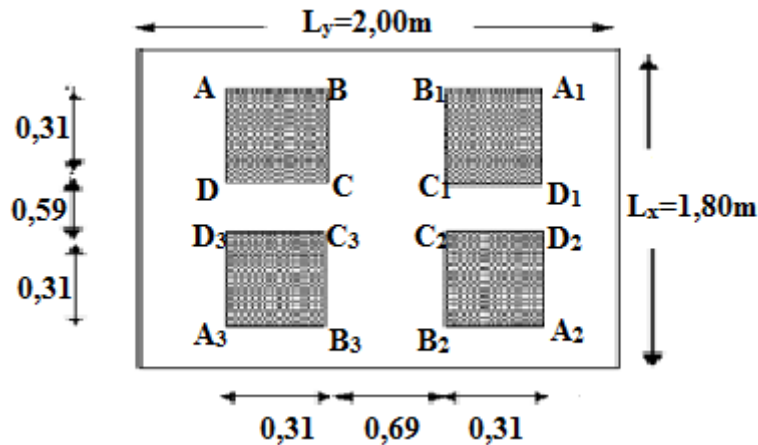
$$Q_{ul} = 0,045 \times 1,24 \times 0,21 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 195,3\text{KN}.$$

$$\Rightarrow Q_u = 28,31\text{KN} < Q_{ul} = 195,3\text{KN} \dots\dots\dots [CV]$$

Donc : il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**3 -6.4.Détermination des sollicitations :**

**3 -6.4.1.Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**



Rectangle [AA<sub>1</sub>A<sub>2</sub>A<sub>3</sub>] :

$$\left\{ \begin{array}{l} U=1,31\text{m} \\ V=1,21\text{m} \end{array} \right.$$

Rectangle [BB<sub>1</sub>B<sub>2</sub>B<sub>3</sub>]:

$$\left\{ \begin{array}{l} U=0,69\text{m} \\ V=1,21\text{m} \end{array} \right.$$



Rectangle [CC<sub>1</sub>C<sub>2</sub>C<sub>3</sub>] :

$$\begin{cases} U=0,69\text{m} \\ V=0,59\text{m} \end{cases}$$

Rectangle [DD<sub>1</sub>D<sub>2</sub>D<sub>3</sub>] :

$$\begin{cases} U=1,31\text{m} \\ V=0,59\text{m} \end{cases}$$

### 3 -6.4.2.Les moments suivants les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec  $\nu$  : Coefficient de Poisson

$$\nu = 0 \text{ à ELU.}$$

**ELU :**

$$\Rightarrow \begin{cases} M_n = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P_u = P'_u \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle (31x31) cm<sup>2</sup> est :

$$P'_u = \frac{q_\mu}{u \cdot v} = \frac{28,31}{0,31 \times 0,31} = 294,588 \text{KN/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau. 3.14-Les différents moments des rectangles à ELU.

Rectangles	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	Surface S [m <sup>2</sup> ]	P <sub>u</sub> ' [KN/m <sup>2</sup> ]	P <sub>u</sub> [KN]	M <sub>x</sub> [KN.m]	M <sub>y</sub> [KN.m]
AA <sub>1</sub> A <sub>2</sub> A <sub>3</sub>	0,655	0,672	0,082	0,06	1,58	294,588	465,45	38,17	27,93
BB <sub>1</sub> B <sub>2</sub> B <sub>3</sub>	0,345	0,672	0,111	0,072	0,83		244,51	27,14	17,60
CC <sub>1</sub> C <sub>2</sub> C <sub>3</sub>	0,345	0,327	0,135	0,114	0,41		120,78	16,30	13,77
DD <sub>1</sub> D <sub>2</sub> D <sub>3</sub>	0,655	0,327	0,090	0,094	0,77		226,83	20,44	21,32

### 3 -6.4.3.Les moments dus aux charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{X1} = \frac{M_{xAA_1A_2A_3} - M_{xBB_1B_2B_3} - M_{xDD_1D_2D_3} + M_{xCC_1C_2C_3}}{4} = 1,7225 \text{KN.m} \\ M_{Y1} = \frac{M_{yAA_1A_2A_3} - M_{yBB_1B_2B_3} - M_{yDD_1D_2D_3} + M_{yCC_1C_2C_3}}{4} = 0,695 \text{KN.m} \end{cases}$$

### 3 -6.4.4.Moments dus aux charges reparties du poids propre:

Chargement :  $h=21 \text{ cm}$

Poids propre :  $G=0,21 \times 25 + 3,53 = 8,78 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}$

Charge ultime:  $q_u=1,35G+1,5Q=13,35 \text{ KN/m}$

Sollicitations :

$$0,4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,9 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle portant dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 1,97 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### 3 -6.4.5.Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{X1} + M_{X2} = 1,7225 + 1,97 = 3,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = M_{Y1} + M_{Y2} = 0,695 + 1,54 = 2,235 \text{ KN.m}$$

**Moments retenus :**

En travée:

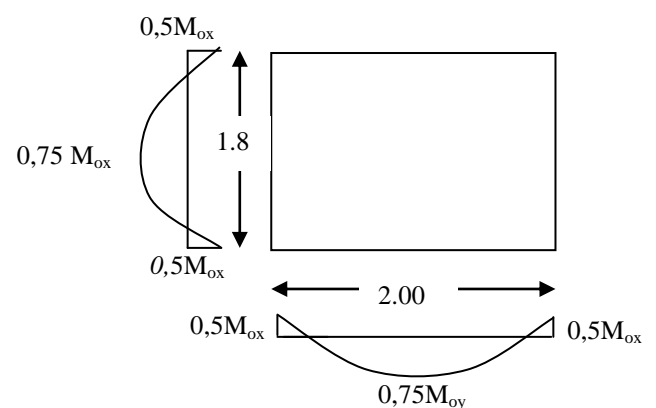
$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0X} = 2,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0Y} = 1,68 \text{ KN.m}$$

En appuis:

$$M_{ax} = 0,5 \cdot M_{0X} = 1,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0Y} = 1,12 \text{ KN.m}$$



**3 -6.5.Détermination du ferrailage de la dalle :**

$h=0,21m$  ;  $b= 1m$  ;  $d= 0,9 \times h= 0,189m$  ;  $f_{c28}=25MPa$  ;  $f_{bc}=14,17MPa$  ;  $\sigma_{st}=347,83MPa$

Le calcul des armatures de la dalle d’ascenseur se résume dans le tableau suivant :

**En travée :**

	Armature longitudinale [suivant X]	Armature répartition [suivant Y]
$M_U$ [KN.m]	2,77	1,68
$\mu_u$	$5,47 \times 10^{-3}$	$3,32 \times 10^{-3}$
Cas :	$\mu < 0,186$ [Pivot A]	$\mu < 0,186$ [Pivot A]
$\alpha$	$6,86 \times 10^{-3}$	$4,15 \times 10^{-3}$
Z [m]	0,188	0,1886
$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	0,422	0,256
$A_{st}$ choisi [cm <sup>2</sup> ]	4T12/ml = 4,52cm <sup>2</sup>	4T12/ml = 4,52cm <sup>2</sup>

**En appuis :**

	Armature longitudinale [suivant X]	Armature répartition [suivant Y]
$M_U$ [KN.m]	1,85	1,12
$\mu_u$	$3,65 \times 10^{-3}$	$2,21 \times 10^{-3}$
Cas :	$\mu < 0,186$ [Pivot A]	$\mu < 0,186$ [Pivot A]
$\alpha$	$4,58 \times 10^{-3}$	$2,77 \times 10^{-3}$
Z [m]	0,188	0,1887
$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	0,282	0,17
$A_{st}$ choisi [cm <sup>2</sup> ]	4T12/ml = 4,52cm <sup>2</sup>	4T12/ml = 4,52cm <sup>2</sup>

**Condition de non fragilité :**

La section minimale :  $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1,00 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$

$A_{st} \min \geq 2,28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [CV]$

**3 -6.6.Vérifications à L’E.L.S :**

**ELS :**  $\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2)P \\ M_y = (M_2 + \nu M_1)P \end{cases}$  Avec  $\nu = 0,2$  .

$$P_s = P'_s \cdot S$$

$$Q_s = P_a + Q_a = 20 + 0,875 = 20,875 \text{ KN}$$

$$P'_s = \frac{q_s}{u \cdot v} = \frac{20,875}{0,31 \times 0,31} = 217,22 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau. 3.15-Les différents moments des rectangles à ELS.

Rectangles	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	Surface S [m <sup>2</sup> ]	P <sub>s</sub> ' [KN/m <sup>2</sup> ]	P <sub>s</sub> [KN]	M <sub>x</sub> [KN.m]	M <sub>y</sub> [KN.m]
AA <sub>1</sub> A <sub>2</sub> A <sub>3</sub>	0,655	0,672	0,082	0,06	1,58	217,22	343,21	32,26	26,22
BB <sub>1</sub> B <sub>2</sub> B <sub>3</sub>	0,345	0,672	0,111	0,072	0,83		180,29	22,61	16,98
CC <sub>1</sub> C <sub>2</sub> C <sub>3</sub>	0,345	0,327	0,135	0,114	0,41		89,06	14,05	12,56
DD <sub>1</sub> D <sub>2</sub> D <sub>3</sub>	0,655	0,327	0,090	0,094	0,77		167,26	18,21	18,74

**Les moments dus aux charges concentrées :**

$$\begin{cases} M_{X1} = \frac{M_{xAA_1A_2A_3} - M_{xBB_1B_2B_3} - M_{xDD_1D_2D_3} + M_{xCC_1C_2C_3}}{4} = 1,3725 \text{ KN.m} \\ M_{Y1} = \frac{M_{yAA_1A_2A_3} - M_{yBB_1B_2B_3} - M_{yDD_1D_2D_3} + M_{yCC_1C_2C_3}}{4} = 0,765 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moments dus aux charges réparties du poids propre:**

Poids propre :  $G = 0,21 \times 25 + 3,53 = 8,78 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}$

Charge service:  $q_s = G + Q = 9,78 \text{ KN/m}$

Sollicitations :

$$0,4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,9 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle portant dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_\mu \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{X2} = 1,67 \text{ KN.m} \\ M_{Y2} = 1,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Les moments appliqués à la dalle:**

$$M_{0X} = M_{X1} + M_{X2} = 3,0425 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = M_{Y1} + M_{Y2} = 2,185 \text{ KN.m}$$

**Moments retenus :**

En travée:

$$M_{tx} = 0,75.M_{0X} = 2,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_{0Y} = 1,64 \text{ KN.m}$$

En appuis:

$$M_{ax} = 0,5.M_{0X} = 1,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5.M_{0Y} = 1,09 \text{ KN.m}$$

**NB :** Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq x = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**En travée :**

	Sens X	Sens-Y
$M_U$ [KN.m]	2,77	1,68
$M_S$ [KN.m]	2,28	1,64
$\alpha$	$6,86 \times 10^{-3}$	$4,15 \times 10^{-3}$
X	0,355	0,262
Condition : $\alpha < x$	<b>CV</b>	<b>CV</b>

**En appuis :**

	Sens X	Sens-Y
$M_U$ [KN.m]	1,85	1,12
$M_S$ [KN.m]	1,52	1,09
$\alpha$	$4,58 \times 10^{-3}$	$2,77 \times 10^{-3}$
X	0,358	0,264
Condition : $\alpha < x$	<b>CV</b>	<b>CV</b>

## **ETUDE DYNAMIQUE**

### **4 -1 Introduction :**

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Les vibrations du sol provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements engendrant des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction, ce qui signifie que plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

De ce fait, on va faire une étude dynamique, en modélisant la structure en tridimensionnel avec le logiciel S.A.P.2000 et on utilisera la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le R.P.A/version 2003.

L'objectif de cette étude dynamique sera de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de l'ouvrage lors des **Vibration Libres Non Amorties**.

### **4 -2 Modélisation de la structure:**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudié.

### **4 -3 Combinaison d'action :**

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

$$ELU = 1.35G+1.5Q$$

$$ELS = G+Q$$

$$ELA = G+Q\pm 1.2E$$

$$ELA = G+Q\pm E$$

$$ELA = 0.8G\pm E$$

### **4 -4 Choix des méthodes d'estimation des forces sismiques:**

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

#### 4 -4.1.Méthode statique équivalente :

##### 4 -4.1.1.Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

##### 4 -4.1.2.Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale' par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

##### 4 -4.1.3.Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** Tous groupes

**Zone II :** Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone III :** Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

#### 4 -4.2.Méthode d'analyse modale spectrale:

##### 4 -4.2.1.Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

#### 4 -4.2.2.Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur : La régularité en plan, la rigidité ou non des planchers, le nombre de degrés de liberté des masses concentrées, la déformabilité du sol de fondation.

#### 4 -4.2.3.Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

#### 4 -4.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

#### Conclusion :

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque le bâtiment concerné ne doit pas dépasser cinq niveaux ou dix sept mètres en zone I; d'où la méthode utilisable : c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

Toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du RPA99/2003 :

$$V_{\text{Dynamique}} > 80\% V_{\text{Statique}}$$

Avec :  $V_{\text{Dyn}}$  : La résultante des forces sismiques à la base.

$V_{\text{Stat}}$  : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

#### 4 -5 Détermination de la force sismique totale [V]:

D'après RPA99 version 2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$



**4 -5.1.Coefficient d'accélération [A] :**

D'après la classification sismique des wilayas : *Tlemcen*  $\Rightarrow$  Zone I

Ouvrage courant ou d'importance moyenne : *Usage d'habitation*  $\Rightarrow$  Groupe 2

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient :

**A=0,1** (Tableau 4.1 : RPA 99 version2003 P41)

**4 -5.2.Coefficient de comportement de la structure [R]:**

Dans notre structure, on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement de la structure égal à :

**R =5** (Tableau 4.3 : RPA 99 version2003 P45)

**4 -5.3.Facteur de qualité [Q]:**

La valeur du facteur de qualité est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$$

Avec :  $p_q$  : est la pénalité à retenir selon le tableau (Tableau 4.4 : RPA 99 version2003 P48)

**4 -5.3.1.Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporte à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1,5$ .

**Sens longitudinal** : (6 travée) :

$$\left. \begin{array}{l} 4,55/3,65=1,24 < 1,5 \\ 3,65/3,60=1,01 < 1,5 \\ 3,6/3,60=1,00 < 1,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

**Sens transversal** : (4 travée) :

$$\left. \begin{array}{l} 3,35/3,25=1,03 < 1,5 \\ 3,25/3,04=1,07 < 1,5 \\ 3,04/3,66=0,83 < 1,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

**4 -5.3.2.Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

**Sens longitudinal** : (7files) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 4,55 / 3,60 = 1,26 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

**Sens transversal** (5files) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 3,66 / 3,04 = 1,20 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

**4 -5.3.3.Régularité en plan :**

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La structure a une force compacte, et le rapport :

Longueur / largeur =  $23,60 / 13,30 = 1,77 < 4$

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.

⇒ Donc le critère est observé :  $p_q = 0$ .

#### 4 -5.3.4.Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension. ⇒ Donc : La structure est classée régulièrement en élévation  $p_q = 0$

#### 4 -5.3.5.Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

⇒  $p_q = 0,05$

#### 4 -5.3.6.Contrôle de la qualité de l'exécution :

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. ⇒ On considère que ce critère est non observé :  $p_q = 0.10$

Tableau. 4.1-Pénalité en fonction de critère de qualité.

Critère [Q]	$P_q$	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0
Redondance en plan.	0	0
Régularité en plan.	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0,10	0,10
La somme	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>

Alors le facteur de qualité  $Q$  égal à :

$$Q = 1 + 0,15$$

$$Q = 1.15$$

#### 4 -5.4.Facteur de correction d'amortissement [ $\eta$ ] :

D'après la Formule 4.3 du RPA 99 /2003 ( P41) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7$$

Pour un contreventement par voiles  $\Rightarrow \xi = 10 \%$

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \Rightarrow \eta = 0,76.$$

#### 4 -5.5.Période [ $T_1$ ] et [ $T_2$ ] du site considérée :

D'après le rapport géotechnique, notre site est **rocheux** (Tableau 4.7: RPA 99 version 2003) :

$$T_1 = 0,15s ; T_2 = 0,30s.$$

#### 4 -5.6.Poids totale de la structure [ $W$ ]:

$$W_T = \sum W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} .$$

$W_{Gi}$  : poids due aux charges permanente.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$$\beta = 0.2 \quad (\text{Tableau 4.6 : RPA 99 version 2003})$$

$\beta$ : coefficient de pondération.

**NB** : Afin de calculer la masse, il faut choisir la disposition idéale des voiles pour avoir le meilleur modèle qui répond aux conditions du RPA99/ 2003.

#### 4 -5.7.Facteur d'amplification dynamique [ $D$ ]:

D'après RPA99/2003, on a :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

#### 4 -6 Estimation de la période fondamentale de la structure:

Dans notre cas, on a une structure mixte alors la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (3.4 ; 4.7) d'après RPA99/ 2003 :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{d} \right\}$$

Avec :  $h_N$  : Hauteur totale mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$d$  : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$C_T=0.05 \iff$  Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (Tableau 4.7 : RPA 99/ 2003).

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$T$  : Période fondamentale de la structure.

##### Dans le sens longitudinal :

$$h_N = 29.54\text{m}$$

$$d_X = 23.60\text{m}$$

$$T_X = \min (0.6335 ; 0.5472)$$

$$T_X = \mathbf{0,5472 \text{ s.}}$$

$$\iff D_X = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Avec : site [S}_1\text{]} \quad T_2 = 0.30\text{s}$$

$$D_X = \mathbf{1,27.}$$

##### Dans le sens transversal :

$$h_N = 29.54\text{m}$$

$$d_Y = 13.30\text{m}$$

$$T_Y = \min (0.6335 ; 0.7289)$$

$$T_Y = \mathbf{0,6335 \text{ s.}}$$

$$\iff D_Y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Avec : site [S}_1\text{]} \quad T_2 = 0.30\text{s}$$

$$D_Y = \mathbf{1,15.}$$

## 4 -7 Disposition des voiles:

Pour choisir la bonne disposition de voile, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes (une vingtaine de variantes). On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

### 4 -7.1.Les différentes variantes de disposition des voiles:

Variante n°1 :[T=0,70s]

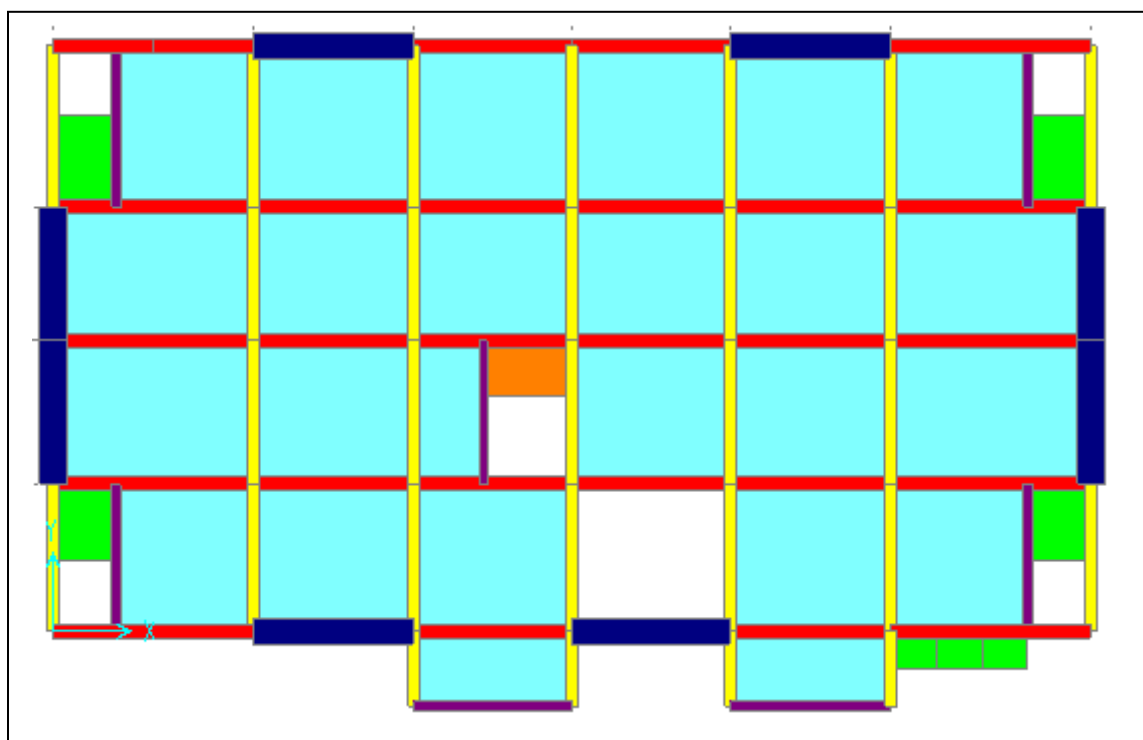


Fig.4.1-La première disposition des voiles.

Tableau. 4.2-Périodes et facteurs de participation modale de la 1<sup>ère</sup> variante.

Modes	Période(s)	$U_x$	$U_y$	$U_z$	Sum $U_x$	Sum $U_y$	Sum $U_z$
Mode 1	0.709625	0.66981	0.00005184	0.000002204	0.66981	0.00005184	0.000002204
Mode 2	0.646158	0.00005375	0.65678	0.00002216	0.66986	0.65684	0.00002437
Mode 3	0.449674	0.00002007	0.000004623	1.764E-07	0.66988	0.65684	0.00002454
Mode 4	0.185479	0.18485	0.000002108	0.00004144	0.85473	0.65684	0.00006598
Mode 5	0.155066	0.00002302	0.19174	0.00119	0.85476	0.84858	0.00125
Mode 6	0.142384	0.00018	0.00573	0.01832	0.85493	0.85431	0.01958
Mode 7	0.141547	0.00004669	0.000001272	0.00102	0.85498	0.85431	0.0206
Mode 8	0.137789	0.00002075	0.00215	0.01656	0.855	0.85646	0.03716
Mode 9	0.137078	0.00002867	0.00021	0.00003389	0.85503	0.85667	0.03719
Mode 10	0.097194	0.09246	0.00001257	0.0002	0.94749	0.85668	0.03739
Mode 11	0.104367	1.891E-15	0.068	0.00201	0.94749	0.92469	0.0394

Variante n°2 : [T=0,97s]

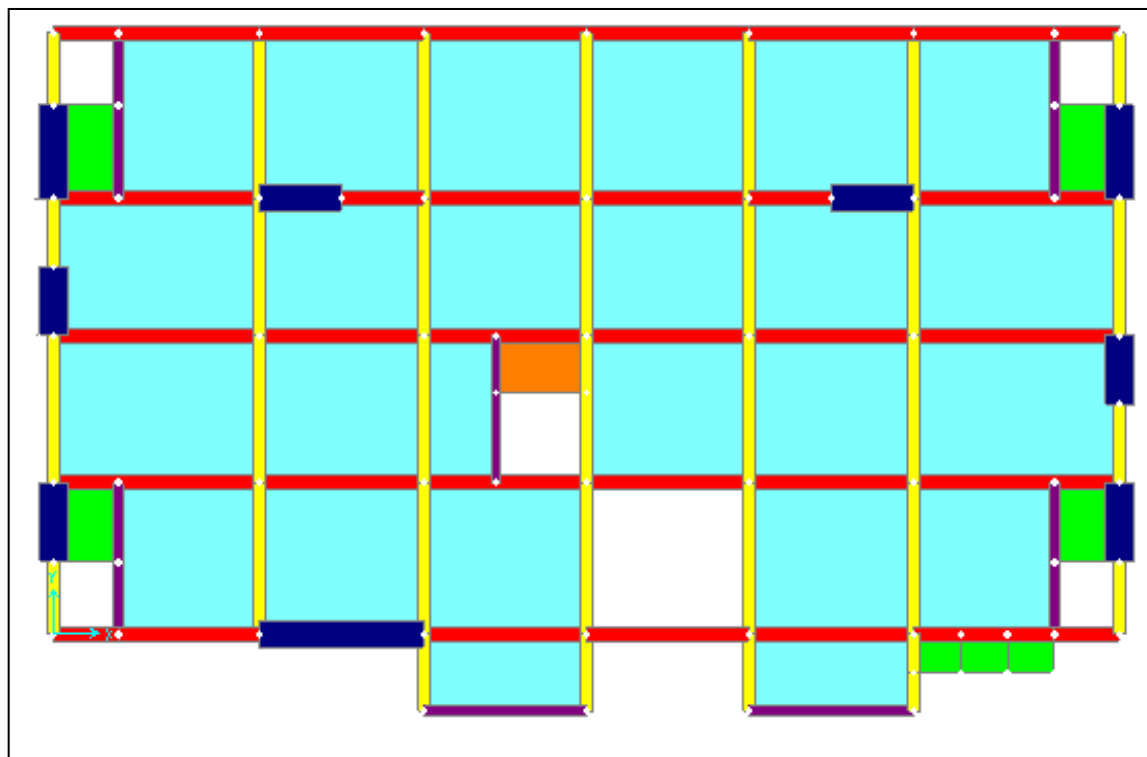


Fig.4.2-La deuxième disposition des voiles.

Tableau. 4.3-Périodes et facteurs de participation modale de la 2<sup>ème</sup> variante.

Modes	Période(s)	$U_x$	$U_y$	$U_z$	Sum $U_x$	Sum $U_y$	Sum $U_z$
Mode 1	0.970733	4.591E-07	0.71694	0.00001897	4.591E-07	0.71694	0.00001897
Mode 2	0.899987	0.67971	0.00001438	0.000002532	0.67971	0.71696	0.0000215
Mode 3	0.710181	0.02082	0.00075	2.725E-07	0.70053	0.71771	0.00002178
Mode 4	0.28873	0.00013	0.13966	0.00003174	0.70066	0.85737	0.00005351
Mode 5	0.272929	0.14196	0.00023	0.000009182	0.84262	0.8576	0.0000627
Mode 6	0.201979	0.01441	0.00005307	3.053E-07	0.85704	0.85765	0.000063
Mode 7	0.151651	0.0000465	0.00255	0.02637	0.85708	0.8602	0.02643
Mode 8	0.149594	0.0002	0.00122	0.00047	0.85728	0.86142	0.0269
Mode 9	0.144537	0.00018	0.00306	0.00561	0.85746	0.86448	0.03251
Mode 10	0.143419	2.484E-07	0.00016	0.00634	0.85746	0.86464	0.03885
Mode 11	0.141538	0.00002295	0.04089	0.00832	0.85749	0.90553	0.04717
Mode 12	0.136611	7.321E-07	0.0000579	0.00207	0.85749	0.90559	0.04924
Mode 13	0.134549	0.03437	0.00105	0.002	0.89186	0.90664	0.05124
Mode 14	0.133992	0.01928	0.00015	0.00061	0.91114	0.90679	0.05185

## Variante n°3 : [T=1,06s]

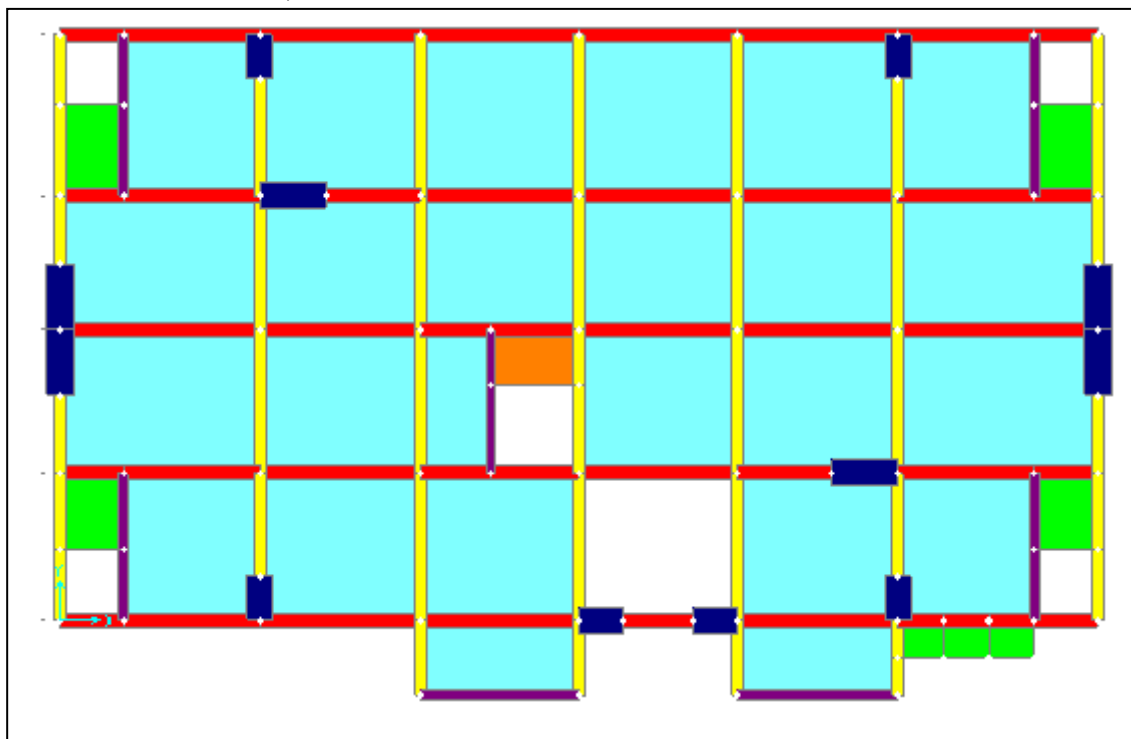


Fig.4.3-La troisième disposition des voiles.

Tableau. 4.4-Périodes et facteurs de participation modale de la 3<sup>ème</sup> variante.

Modes	Période(s)	$U_x$	$U_y$	$U_z$	Sum $U_x$	Sum $U_y$	Sum $U_z$
Mode 1	1.062539	0.73703	0.00212	1.349E-11	0.73703	0.00212	1.349E-11
Mode 2	1.033465	0.00222	0.70727	0.00002259	0.73925	0.70939	0.00002259
Mode 3	0.832641	0.00026	0.00013	0.000003843	0.73951	0.70952	0.00002643
Mode 4	0.349993	0.12348	0.000004	1.957E-08	0.863	0.70952	0.00002645
Mode 5	0.303468	0.000004398	0.14495	0.00002801	0.863	0.85447	0.00005447
Mode 6	0.240465	0.00016	0.00001693	0.0000127	0.86316	0.85449	0.00006716
Mode 7	0.184087	0.05184	0.000001248	0.000004605	0.915	0.85449	0.00007177
Mode 8	0.149909	0.00006479	0.00443	0.00828	0.91507	0.85892	0.00835
Mode 9	0.144845	0.000008771	0.00647	0.00541	0.91507	0.86539	0.01376
Mode 10	0.143229	0.00002709	0.03821	0.00323	0.9151	0.90359	0.01699

## 4 -7.2.Le choix de notre disposition des voiles:

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

- La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure.
- Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.
- Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.
- La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99 version2003.

C'est la raison pour laquelle on a choisi la **1<sup>ère</sup> disposition**, car elle satisfait les différentes conditions citées au paravent et quand va démontrer ci-après.

#### 4 -8 Caractéristique géométrique et massique de la structure:

##### 4 -8.1.Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse, on a les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum(S_i \times x_i)}{\sum S_i}$$

$$Y_m = \frac{\sum(S_i \times y_i)}{\sum S_i}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} S_i : \text{section géométrique de l'élément } i. \\ X_i, Y_i : \text{les coordonnées de l'élément } i. \\ X_m, Y_m : \text{les coordonnées du centre de masse.} \end{array} \right.$

##### 4 -8.2.Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{x_i} \times x_i)}{\sum I_{x_i}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{y_i} \times y_i)}{\sum I_{y_i}}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} X_t : \text{L'abscisse du centre de torsion.} \\ Y_t : \text{L'ordonnée du centre de torsion.} \\ I_{x_i} : \text{Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).} \\ I_{y_i} : \text{Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).} \\ x_i : \text{L'abscisse du centre de gravité de l'élément.} \\ y_i : \text{l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.} \end{array} \right.$

**Pour les poteaux :**

$$I_{x_i} = \frac{b \times a^3}{12} \quad \Rightarrow \quad \text{Puisque les poteaux sont de section carrée, on aura : } I_{x_i} = I_{y_i} = \frac{b^4}{12}$$

$$I_{y_i} = \frac{a \times b^3}{12}$$

**Pour les voiles :**

$$I_{x_i} = \frac{b \times L^3}{12}$$

$$I_{y_i} = \frac{L \times b^3}{12}$$



**4 -8.3.Evaluation des excentricités :**

D’après le RPA99version2003, on doit calculer deux types d'excentricités :

- { Excentricité théorique.
- { Excentricité accidentelle.

**4 -8.3.1.Excentricités théoriques:**

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

Avec :  $\begin{cases} X_m, Y_m : \text{Les coordonnées du centre de masse.} \\ X_t, Y_t : \text{Les coordonnées du centre de torsion.} \end{cases}$

**4 -8.3.2.Excentricités accidentelles:**

D’après le RPA99version 2003(formule4.3.7), on à :

$$e_{acc} = 5\% L \quad \text{avec : } L_X = 23.6m \Rightarrow e_{acc} = 1.18m.$$

$$L_Y = 13.3m.$$

**4 -8.3.3.Coordonnées du nœud maitre:**

$$\text{Si on à : } e_{th} < e_{acc} \Rightarrow \begin{cases} X_{NM} = X_t + e_{acc} \\ Y_{NM} = Y_t + e_{acc} \end{cases}$$

Tableau. 4.5-Les différentes caractéristiques de la structure.

	Caractéristique massique	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité		Nœud maitre	
		$W_i$ [t]	$X_m$	$Y_m$	$X_t$	$Y_t$	$e_x$	$e_y$	$X_{NM}$
Plancher									
Terrasse inaccessible	24.715	10	4.97	10	4.97	0	0	11.18	6.15
8 <sup>ème</sup>	282.713	11.98	6.26	11.79	6.72	0.19	0.46	12.97	7.90
7 <sup>ème</sup>	345.127	12.01	6.19	11.79	6.72	0.22	0.53	12.97	7.90
6 <sup>ème</sup>	348.170	12.01	6.20	11.79	6.71	0.22	0.51	12.97	7.89
5 <sup>ème</sup>	348.288	12.00	6.19	11.79	6.71	0.21	0.52	12.97	7.89
4 <sup>ème</sup>	352.871	12.01	6.19	11.79	6.71	0.22	0.52	12.97	7.89
3 <sup>ème</sup>	358.313	11.99	6.21	11.79	6.71	0.20	0.50	12.97	7.89
2 <sup>ème</sup>	363.076	12.01	6.21	11.79	6.71	0.22	0.50	12.97	7.89
1 <sup>ère</sup>	367.331	12.01	6.22	11.79	6.71	0.22	0.49	12.97	7.89
RDC	368.579	12.00	6.21	11.80	6.71	0.20	0.50	12.98	7.89
$W_T = \sum W_i$	3159.183								

**4 -8.4.La force sismique statique :**

D’après le RPA99version 2003, on à :

$$V = \frac{A D Q W}{R}$$

$$V_{x \text{ statique}} = \frac{0.1 \times 1.27 \times 1.15}{5} \times 3159.183 = 92.279 \text{ t} = 905.257 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ statique}} = \frac{0.1 \times 1.15 \times 1.15}{5} \times 3159.183 = 83.560 \text{ t} = 819.727 \text{ KN}$$

**4 -9 Application de la méthode d’analyse modale spectrale:**

L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99/2003, P34) :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{l} \bullet 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times \left( 2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T \geq 3,0s \end{array} \right\}$$

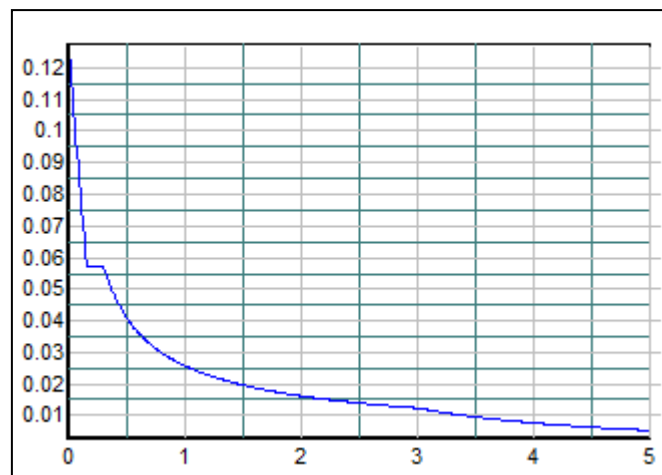


Fig.4.4-Spectre de réponse.

#### 4 -9.1.Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Les réactions à la base :

Tableau. 4.6-Les réactions à la base.

	Global F <sub>X</sub> [KN]	Global F <sub>Y</sub> [KN]	Global M <sub>X</sub> [KN.m]	Global M <sub>Y</sub> [KN.m]
Ex	1052.966	5.291	92.6035	16529.5915
Ey	5.821	1104.377	17591.5192	426.204

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 1052.979 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 1104.392 \text{ KN}$$

Tableau. 4.7-Vérification de la résultante des forces sismiques.

	V <sub>dynam</sub> [KN]	V <sub>stat</sub> [KN]	0.8V <sub>stat</sub> < V <sub>dynam</sub>
Direction X	1052.979	905.257	<b>CV</b>
Direction Y	1104.392	819.727	<b>CV</b>

#### Vérification de la période :

Selon le RPA99version2003,[Art4.2.4] :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%.

$$T_{\text{emp X}} = 0.5472 \times 1.3 = 0.71 \text{ s} > T_{\text{num X}} = 0.709625 \text{ s} \dots\dots\dots [CV]$$

#### 4 -9.2.Vérification vis-à-vis des déformations :

##### 4 -9.2.1.Les déplacements maximaux :

Généralement, les déplacements maximaux se trouvent au dernier plancher, comme il est montré ci-dessous :

$$\Delta_{\text{max}} = R \delta_K \leq 1\% h_{\text{totale}} = 1\% \cdot 29,54 \text{ m}$$

Avec : R : coefficient de comportement.[R=5]

$\delta_K$  : déplacement du aux forces sismiques

Tableau. 4.8-Les déplacements maximaux.

Sens	U <sub>x</sub> [cm]	U <sub>y</sub> [cm]	R <sub>z</sub> [rad.10 <sup>-3</sup> ]
Déplacement Δ <sub>max</sub> [cm]	3.78	3.66	1.2
Δ <sub>max</sub> ≤1% h <sub>totale</sub> =29.54cm	<b>CV</b>	<b>CV</b>	/

#### 4 -9.2.2.Stabilité au renversement :

Pour vérifier la stabilité au renversement de la structure, il faudra vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment renversant}} \geq 1.5$$

#### Moment renversant :

D'après le RPA99version2003, la résultante des forces sismiques à la base est donnée par la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{Avec: } \begin{cases} F_t = 0.07 T.V & \text{si : } T > 0,7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si : } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :  $T = 0.7096 > 0.70 \Rightarrow F_{tx} = 0.07 \times 0.7096 \times 1052.979 = 52.30 \text{ KN}$

$$F_{ty} = 0.07 \times 0.7096 \times 1104.392 = 54.86 \text{ KN}$$

Avec :  $V_x = 1052.979 \text{ KN}$  ;  $V_y = 1104.392 \text{ KN}$

La force sismique équivalente est donnée par l'expression suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} F_i : \text{Force horizontale revenant au niveau } i. \\ h_i : \text{Niveau du plancher où s'exerce la force } F_i \\ F_t : \text{Force concentrée au sommet de la structure.} \\ W_i : \text{Poids du plancher } i. \end{array} \right.$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. 4.9-Les différentes forces horizontales dans les deux sens.

Niveau	W <sub>i</sub> [t]	h <sub>i</sub> [m]	W <sub>i</sub> x h <sub>i</sub>	F <sub>x</sub> [KN]	F <sub>y</sub> [KN]
Terrasse	24.715	29.54	730.081	15.442	16.196
8 <sup>ème</sup>	282.713	27.54	7785.916	164.680	172.720
7 <sup>ème</sup>	345.127	24.48	8448.709	178.699	187.423
6 <sup>ème</sup>	348.170	21.42	7457.801	157.794	165.497
5 <sup>ème</sup>	348.288	18.36	6394.568	135.206	141.807
4 <sup>ème</sup>	352.871	15.30	5398.926	114.193	119.768
3 <sup>ème</sup>	358.313	12.24	4385.751	92.763	97.292
2 <sup>ème</sup>	363.076	9.18	3333.038	70.497	73.939
1 <sup>ère</sup>	367.331	6.12	2248.066	47.549	49.870
RDC	368.579	3.06	1127.852	23.855	25.020
$\sum W_i h_i$			47311.069		

$$M_{renv\ x} = \sum F_x h_i = 19122.0557 \text{ KN.m}$$

$$M_{renv\ y} = \sum F_y h_i = 20055.60604 \text{ KN.m}$$

**Moment résistant :**

$$M_{rés\ x} = W_T \cdot L_x / 2 = 30991.585 \times 23.6 / 2 = 365700.703 \text{ KN.m}$$

$$M_{rés\ y} = W_T \cdot L_y / 2 = 30991.585 \times 13.3 / 2 = 206094.0403 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X : } \frac{365700.703}{19122.0557} = 19.13 \geq 1.5 \dots\dots\dots [CV] \\ \text{Sens Y : } \frac{206094.0403}{20055.60604} = 10.28 \geq 1.5 \dots\dots\dots [CV] \end{array} \right.$$

## **ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

### **5 -1 Introduction :**

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures [SAP2000], qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

### **5 -2 Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion «M» dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

#### **5 -2.1.Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \dots\dots\dots 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{ELS} \dots\dots\dots G + Q \end{array} \right.$$

Selon RPA 99/2003 : [Combinaisons accidentelles]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELA} \dots\dots\dots G + Q \pm 1,2 \times E \\ \text{ELA} \dots\dots\dots 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

#### **5 -2.2.Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites:**

Avant de calculer le ferrailage, il faut d'abord faire les vérifications prescrites par le RPA 99version2003, et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :  $N_d$  : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

$B_c$  : L'air (section brute) de cette dernière.

$F_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

On a :  $N_d=1587.04$  KN [L'effort du poteau le plus sollicité sous combinaison sismique]

$$\Rightarrow v = \frac{1587.04 \times 10^{-3}}{0.5^2 \times 25} = 0.25 \leq 0,3 \dots\dots\dots [CV]$$

**5 -2.3.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes:**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec :  $\tau_u$  : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots\dots\dots [\text{RPA 99V2003, P72, §7.4.3.2}]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots\dots\dots [\text{RPA 99V2003, P71, §7.4.2.2}]$$

Avec : **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et **l<sub>f</sub>** longueur de flambement du poteau.

Tableau. 5.1-Vérification spécifique sous sollicitation tangentes.

	Section[cm <sup>2</sup> ]	T [KN]	$\tau_u$ [ MPa]	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ [ MPa]	Observation
RDC	(50x50)	59.51	0.26448	4.284	0.04	1.00	<b>C.V</b>
1 <sup>ère</sup> étage	(45x45)	47.52	0.26074	4.76	0.04	1.00	<b>C.V</b>
2 <sup>ème</sup> étage	(45x45)	49.87	0.27363	4.76	0.04	1.00	<b>C.V</b>
3 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	42.05	0.29201	5.355	0.075	1.875	<b>C.V</b>
4 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	46.631	0.32382	5.355	0.075	1.875	<b>C.V</b>
5 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	36.51	0.33115	6.12	0.075	1.875	<b>C.V</b>
6 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	42.01	0.38104	6.12	0.075	1.875	<b>C.V</b>
7 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	31.53	0.38925	7.14	0.075	1.875	<b>C.V</b>
8 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	33.11	0.40876	7.14	0.075	1.875	<b>C.V</b>
Terrasse	(30x30)	5.61	0.06926	7.14	0.075	1.875	<b>C.V</b>

### 5 -2.4.Résultats des sollicitations des poteaux :

Tableau. 5.2-Les différents efforts internes.

Sections [cm <sup>2</sup> ]	E.L.U			G + Q ± 1,2×E			0,8×G ± E		
	N <sub>max</sub> [KN]	M <sub>max</sub> [KN.m]	T <sub>max</sub> [KN]	N <sub>max</sub> [KN]	M <sub>max</sub> [KN.m]	T <sub>max</sub> [KN]	N <sub>max</sub> [KN]	M <sub>max</sub> [KN.m]	T <sub>max</sub> [KN]
(50x50)	2078.19	63.31	59.51	1587.04	49.42	52.89	1160.1	37.86	40.02
(45x45)	1807.83	76.11	49.87	1385.63	59.97	52.49	1012.9	46.28	39.27
(40x40)	1294.21	72.15	46.63	996.47	58.50	49.09	728.16	45.33	36.55
(35x35)	818.82	67.30	42.01	631.71	55.35	41.25	461.38	43.04	30.52
(30x30)	401.27	51.16	33.11	299.93	41.65	31.45	204.49	32.42	23.26

### 5 -2.5.Ferraillage des poteaux:

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en RDC, on a pris ce poteau car il est plus sollicité.

#### Armatures longitudinales :

Le calcul du ferraillage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M.

$$b=0.50m$$

$$h=0.50m$$

$$d=0.45m \quad ; \quad d'=0.05m$$

$$\sigma_{sc}=347.83MPa$$

$$\begin{cases} N_U = 2078.19KN \\ M_U = 63.31KN \cdot m \end{cases}$$

#### Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{63.31}{2078.19} = 3.04cm$$

$$e_a=16.96cm \quad \Rightarrow \quad M_A = N_U \cdot e_a = 0.3525 MN.m$$



**Vérifications des conditions :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (d - d') N_u - M_A = 0.4788 \dots \dots \dots \text{I} \\ (0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}) b d^2 f_{bc} = 0.354373 \dots \dots \dots \text{II} \\ (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bc} = 0.45344 \dots \dots \dots \text{III} \end{array} \right.$$

Si :

$I < II \Rightarrow$  Section partiellement tendu ou comprimé avec les armatures inférieurs tendues.

$II < I < III \Rightarrow$  Section partiellement tendu ou comprimé avec les armatures inférieurs comprimées.

$I > III \Rightarrow$  Section entièrement comprimé.

Dans notre cas, la section est entièrement comprimée, on compression non uniforme, comme il est montré ci-dessous :

$$(d - d') N_u - M_A = 0.4788 < (0.5 h - d') b \cdot h \cdot f_{bc} = 0.7085$$

$$\Rightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\Psi = \frac{0.5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d - d') N_u - M_A}{b h^2 f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}} = 0.171$$

$$A_2 = \frac{N_u - (1 - \Psi) b h f_{bc}}{\sigma_{sc}} = \frac{2078.19 \times 10^{-3} - (1 - 0.171) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.17}{347.83}$$

$$A_2 = -24.68 \text{ cm}^2. \Rightarrow A_2 = 0$$

Le ferrailage de tous les poteaux est négative, alors on va ferrailer avec le minimum du RPA99 version 2003 (voir Tableau.5.3).

D'après le RPA99 version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

**Armatures minimales :**

D'après le RPA99 version 2003 :

$$A_{\min} = A_s > 0.7\% b \times h \text{ [Zone I]}.$$

$$\text{Dans le cas étudié : } A_{\min} = 7 \times 10^{-3} \times 0.5 \times 0.5 = 17.5 \text{ cm}^2.$$

**Armatures maximales :**

D'après le RPA99 version2003 :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 4\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$$

Donc, on adopte le ferrailage suivant :

$$A_{st} = \mathbf{8T14+4T16=20.36cm^2}.$$

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40 \Phi_1$  en zone I.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau  $[50 \times 50] \text{ cm}^2$ . Le reste des calculs est présenté dans le tableau qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales sur chaque type de poteau.

Tableau. 5.3-Ferrailage longitudinale des poteaux.

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$A_{\min} \text{ RPA}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{\max} \text{ RPA}$ [cm <sup>2</sup> ] Zone courante	$A_{\max} \text{ RPA}$ [cm <sup>2</sup> ] Zone de recouvrement	$A_{SAP}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage longitudinale	
						Section [cm <sup>2</sup> ]	Choix
RDC	(50x50)	17.5	100.00	150.00	15.8196	20.36	8T14+4T16
1 <sup>ère</sup> étage	(45x45)	14.17	81.00	121.50	13.5088	20.36	8T14+4T16
2 <sup>ème</sup> étage	(45x45)	14.17	81.00	121.50	12.5682	18.47	12T14
3 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	11.20	64.00	96.00	10.1008	18.47	12T14
4 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	11.20	64.00	96.00	10.6942	12.32	8T14
5 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	8.57	49.00	73.50	8.2874	12.32	8T14
6 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	8.57	49.00	73.50	9.1879	12.32	8T14
7 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	6.3	36.00	54.00	8.8697	12.32	8T14
8 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	6.3	36.00	54.00	11.4825	12.32	8T14
Terrasse	(30x30)	6.3	36.00	54.00	2.70	9.03	8T12

**Armatures transversales :**

D'après le RPA99 version2003 :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot t \cdot T_{U_{\max}}}{h \cdot f_e}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \\ f_e = 235 \text{ MPa.} \end{cases}$$

**Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le R.P.A 99 Version 2003 on a :

$$\begin{aligned} \text{Zone nodale } t &\leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) \\ t &\leq \min(10 \times 1.2; 15\text{cm}) \end{aligned}$$

On prend :  $t = 10\text{cm}$

$$\text{Zone courante } t' \leq 15\phi_l = 15 \times 1.2 = 18$$

On prend :  $t' = 15\text{cm}$

**Recouvrement :**

D'après le R.P.A 99 Version 2003 on a :

$$\text{Zone I : } L_r = 40\phi$$

$$\phi = 1.6\text{cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 65\text{cm.}$$

$$\phi = 1.4\text{cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 60\text{cm.}$$

$$\phi = 1.2\text{cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 50\text{cm.}$$

Tableau. 5.4-Ferraillage transversal des poteaux.

Niveaux	h [cm]	$T_{U \max}$ [KN]	$\lambda_g$	$\rho_a$	t [cm]	t' [cm]	$A_t$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix
RDC	50	59.51	4.284	3.75	10	15	1.89	4 $\phi$ 8
1 <sup>ère</sup> étage	45	47.52	4.76	3.75			1.68	4 $\phi$ 8
2 <sup>ème</sup> étage	45	49.87	4.76	3.75			1.76	4 $\phi$ 8
3 <sup>ème</sup> étage	40	42.05	5.355	2.5			1.12	4 $\phi$ 8
4 <sup>ème</sup> étage	40	46.631	5.355	2.5			1.24	4 $\phi$ 8
5 <sup>ème</sup> étage	35	36.51	6.12	2.5			1.11	4 $\phi$ 8
6 <sup>ème</sup> étage	35	42.01	6.12	2.5			1.27	4 $\phi$ 8
7 <sup>ème</sup> étage	30	31.53	7.14	2.5			1.11	4 $\phi$ 8
8 <sup>ème</sup> étage	30	33.11	7.14	2.5			1.17	4 $\phi$ 8
Terrasse	30	5.61	7.14	2.5			0.20	4 $\phi$ 8

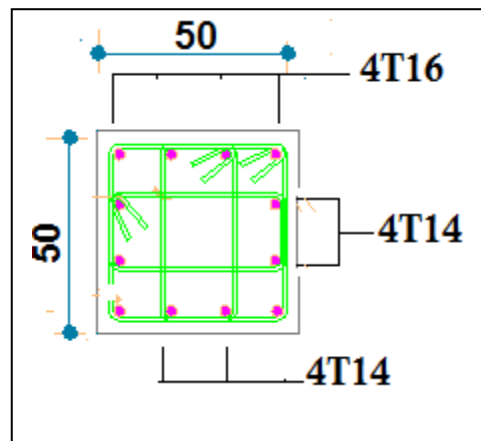


Fig.5.1-Ferraillage des poteaux [50x50] du RDC

### 5 -3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux, Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions suivantes :

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

$$\text{ELU} \dots\dots\dots 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Selon RPA 99/2003 : [Combinaisons accidentelles]

$$\text{ELA} \dots\dots\dots \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

#### 5 -3.1.Ferraillage des poutres:

D'après le RPA99 version2003, le ferraillage des poutres doit respecter les recommandations suivantes :

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par des forces latérales sismiques, ils doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40 \Phi_1$  en zone I.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
4% en zone courante.  
6% en zone de recouvrement.

#### 5 -3.1.1.Ferraillage des poutres principales:

Notre exemple de calcul sera une poutre principale situé au plancher haut du RDC, on a pris cette poutre car elle a les efforts internes maximaux à se niveaux.

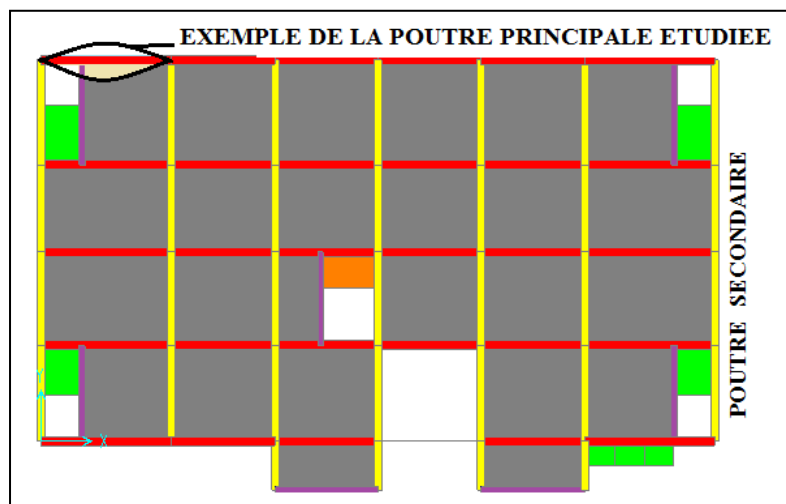


Fig.5.2-L'emplacement des poutres principales et secondaires.

**Armatures longitudinales :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple, car la poutre est sollicitée par seulement un moment fléchissant M.

$b=0.30m$  ;  $h=0.40m$  ;  $d=0.36m$  ;  $\sigma_{sc}=347.83MPa$  ;  $f_{bc} = 14.17MPa$  ;  $f_{c28} =25MPa$

**ELU:**

**En travée:**

$M_{ut} = 41,12.10^{-3}MN.m$

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41,12 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 14,17}$$

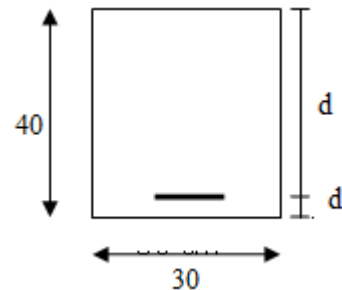


Fig.5.3-Section d'une poutre.

$\mu_u = 0,07464 < \mu_r = 0,392$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.(0,07464)})$

$\alpha = 0,0971.$

$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,36.(1 - 0,4.0,0971)$

$Z = 0,346 m.$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{41,12 \times 10^{-3}}{0,346 \times 347,83}$$

**$A_{st}=3,42 \text{ cm}^2$**

On choisit : **3T14** de section **4,62 cm<sup>2</sup>**.

**Condition de non fragilité :**

La section minimale :  $A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400}$

$A_{st} \text{ min} \geq 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [CV]$

**Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,62/4 = 1,15 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** de section **4,62** cm<sup>2</sup>.

**En appuis:**

$$M_{u \text{ app}} = 76,21 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Uapp}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{76,21 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,1383 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,1383)})$$

$$\alpha = 0,1869.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,1869) = 0,333 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{76,21 \times 10^{-3}}{0,333 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 6,57 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14+2T12** de section **6,88** cm<sup>2</sup>.

**Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 6,88/4 = 1,72 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** de section **4,62** cm<sup>2</sup>.

**Condition du RPA99 version 2003 :**

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 40 = 6,00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Car on a choisit :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } 3T14+3T14=9,24\text{cm}^2. \\ \text{En appui : } 3T14+2T12+3T14=11,50\text{cm}^2. \end{array} \right.$

**ELS:****En travée:**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{41,12}{30,17} = 1,36$$

$$\alpha = 0,0971 < \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots\dots\dots [CV]$$

**En appuis:**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{76,21}{55,92} = 1,36$$

$$\alpha = 0,1869 < \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots\dots\dots [CV]$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b \times d} = \frac{71,704 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$

Donc :  $\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots [CV]$

**Armatures transversales :**

D'après BAEL 91 modifié 99, on a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{40}{35}; 1,20; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,14 ; 1,20 ; 3)$$

On prend :  $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm.}$



D'après le R.P.A 99 Version 2003, on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi, 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.20; 30\text{cm}\right)$$

On prend :  $S_t = 10\text{cm}$

$$\text{Zone courante } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \quad \text{On prend : } S_t' = 15\text{cm}$$

**D'après le R.P.A 99 Version 2003 :**

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9\text{cm}^2 \quad [\text{Zone nodale}]$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera :  $A_t = 4\Phi 8 = 2,01\text{ cm}^2 \dots\dots\dots [\text{C.V}]$

**Condition de non fragilité :**

$$\frac{f_e \cdot A_t}{b \cdot S_t'} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right).$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE24.

$$\frac{235 \cdot 2,01}{30 \cdot 15} \geq \max\left(\frac{0,66}{2}; 0,4\text{MPa}\right).$$

$$1,049 \geq 0,4 \dots\dots\dots [\text{CV}]$$

**Vérification au glissement :**

$$\text{En appui: } T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} T_u = 71,704\text{KN.} \\ M_u = 76,21\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow -163,51 \leq 0 \dots\dots\dots [\text{CV}]$$

Alors, il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux niveaux d'appuis.

**Vérification de la flèche :**

D'après BAEL91, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{\max}}{500} \quad \text{Avec : } L_{\max} : \text{La portée maximale des poutres.}$$

$$\text{Dans notre cas, on a : } L_{\max} = 4,55\text{m} \quad \Rightarrow f_{adm} = \frac{455}{500} = 0,91\text{cm.}$$

A partir du SAP, on a :  $f = 0,1519\text{cm}$

$$\text{Donc : } f = 0,1519\text{cm} \leq f_{adm} = 0,91\text{cm} \dots\dots\dots [\text{CV}]$$

Tableau. 5.5-Ferrailage longitudinal et transversal des poutres principales.

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ]	Armatures longitudinales						Armatures transversales			
			Travée			Appui			S <sub>t</sub> [cm]	S <sub>t</sub> ' [cm]	A <sub>t</sub>	
			A <sub>st</sub> calculer [cm <sup>2</sup> ]	Section choisit [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>st</sub> choisit	A <sub>st</sub> calculer [cm <sup>2</sup> ]	Section choisit [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>st</sub> choisit				
Poutres principales	3.06	30x40	6.00	3.42	4.62	3T14	6.57	6.88	3T14+2T12	10	15	4Φ8
	6.12			3.81	4.62	3T14	6.20	6.88	3T14+2T12			
	9.18			3.85	4.62	3T14	6.45	6.88	3T14+2T12			
	12.24			3.90	4.62	3T14	6.71	8.01	3T14+3T12			
	15.30			3.94	4.62	3T14	6.85	8.01	3T14+3T12			
	18.36			4.02	4.62	3T14	6.93	8.01	3T14+3T12			
	21.42			4.15	4.62	3T14	6.88	8.01	3T14+3T12			
	24.48			4.19	4.62	3T14	7.09	8.01	3T14+3T12			
	27.54			3.91	4.62	3T14	6.39	6.88	3T14+2T12			
	29.54			1.69	3.39	3T12	1.69	3.39	3T12			

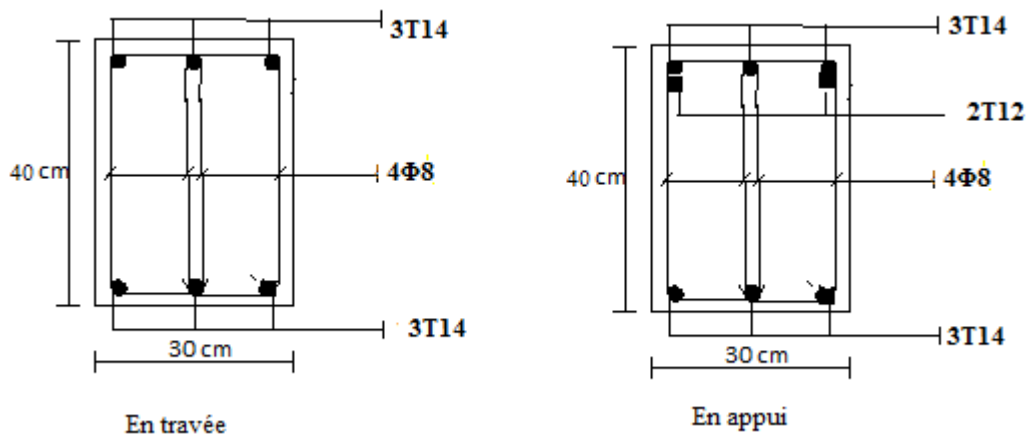



Figure.5.4-Ferrailage des poutres principales [30x40cm<sup>2</sup>] du niveau RDC.

**5 -3.1.2.Ferraillage des poutres secondaires:**

**Vérification de la flèche :**

Après avoir introduit les données dans l’outil informatique **SOCOTEC**, on a trouvé les résultats ci-dessous :

	<b>Flèche - version 1.01.033</b>	<b>13/04/2013</b>
	<b>Flèche</b>	
	<b>Flèche</b>	<b>Page 1 / 1</b>

**Calcul des flèches pour une console de section rectangulaire**

**Données saisies :**

Portée de la console :	1,7 m
Largeur de la section :	0,3 m
Hauteur de la section :	0,3 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,03 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,03 m
Section des armatures tendues :	4,62 cm <sup>2</sup>
Section des armatures comprimées :	3,39 cm <sup>2</sup>
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	16 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	32,72 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	36,32 kN*m

**Résultats de calcul**

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	4,253 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	4,618 mm
Flèche totale :	3,811 mm
Flèche totale admissible :	6,8 mm

La vérification de flèche totale est satisfaisante.

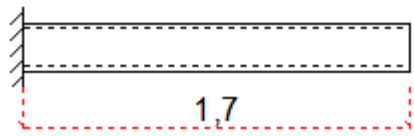
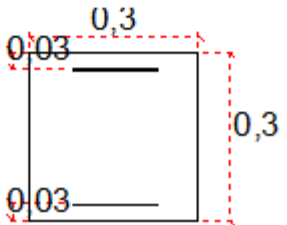



Fig.5.5-Vérification de la flèche.

**Condition du RPA99 version 2003 :**

$$A_{min}=0,5\% .b.h =5.10^{-3} .30.30= 4,50 \text{ cm}^2.$$

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b \times d} = \frac{85,789 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27}$$

$$\tau_u = 1,084 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots [CV]$$

**Armatures transversales :**

D'après BAEL 91 modifiée 99, on a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{30}{35}; 1,20; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,857 ; 1,20 ; 3)$$

On prend :  $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$

D'après le R.P.A 99 Version 2003, on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,20; 30\text{cm}\right)$$

On prend :  $S_t = 7,5\text{cm}$

$$\text{Zone courante } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2}$$

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

**D'après le R.P.A 99 Version 2003 :**

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 7,5 \cdot 30 = 0,675 \text{ cm}^2 \text{ [Zone nodale]}$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera :  $A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [C.V]$

**Condition de non fragilité :**

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE24.

$$\frac{f_e \cdot A_t}{b \cdot S_t'} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right).$$

$$\frac{235 \cdot 2,01}{30 \cdot 15} = 1,049 \geq \max\left(\frac{0,66}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4 \dots\dots\dots [CV]$$

**Vérification au glissement :**

$$\text{En appui: } T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0$$

Avec :

$$\begin{cases} T_u = 85,789 \text{ KN.} \\ M_u = 118,953 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$-403,73 \leq 0 \dots\dots\dots [CV]$$

Tableau. 5.6-Ferrailage longitudinal et transversal des poutres secondaires.

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ]	Armatures longitudinales								Armatures transversales			
			Travée				Appui				S <sub>t</sub> [cm]	S <sub>t</sub> ' [cm]	A <sub>t</sub>	
			A <sub>st</sub> calcul [cm <sup>2</sup> ] <b>Cons-ole</b>	A <sub>st</sub> choisi [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>st</sub> calcul [cm <sup>2</sup> ] <b>Inter-ne</b>	A <sub>st</sub> choisi [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>st</sub> calcul [cm <sup>2</sup> ] <b>Cons-ole</b>	A <sub>st</sub> choisi [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>st</sub> calcul [cm <sup>2</sup> ] <b>Inter-ne</b>	A <sub>st</sub> choisi [cm <sup>2</sup> ]				
Poutres secondaires	3.06	30x30	4.50	2.09	3T12 = 3.39	1.92	3T12 = 3.39	12.97	3T14+ 3T16+ 3T12= 14.04	2.61	3T12 = 3.39	7,5	15	4Ø8
	6.12			2.92	3T12 = 3.39	1.93	3T12 = 3.39	13.77	3T14+ 3T16+ 3T12= 14.04	2.93	3T12 = 3.39			
	9.18			2.99	3T12 = 3.39	1.94	3T12 = 3.39	13.85	3T14+ 3T16+ 3T12= 14.04	3.31	3T14 = 4.62			
	12.24			2.63	3T12 = 3.39	1.97	3T12 = 3.39	13.49	3T14+ 3T16+ 3T12= 14.04	3.70	3T14 = 4.62			
	15.30			2.71	3T12 = 3.39	1.97	3T12 = 3.39	13.57	3T14+ 3T16+ 3T12= 14.04	4.11	3T14 = 4.62			
	18.36			2.44	3T12 = 3.39	2.00	3T12 = 3.39	13.31	3T14+ 3T16+ 3T12= 14.04	4.53	3T14+ 2T12= 6.88			
	21.42			3.31	3T14 = 4.62	2.01	3T12 = 3.39	14.14	3T14+ 3T16+ 2T16= 14.67	5.05	3T14+ 2T12= 6.88			
	24.48			3.46	3T14 = 4.62	2.16	3T12 = 3.39	14.29	3T14+ 3T16+ 2T16= 14.67	5.79	3T14+ 2T12= 6.88			
	27.54			1.68	3T12 = 3.39	1.68	3T12 = 3.39	5.53	3T14+ 2T12= 6.88	2.86	3T12 = 3.39			
	29.54			1.24	3T12 = 3.39	1.24	3T12 = 3.39	1.24	3T12 = 3.39	1.24	3T12 = 3.39			

### 5 -4 Les voiles :

#### 5 -4.1.Introduction :

Le mur voile est un élément constructif qui est destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments, car il donne une rigidité très élevée. Ils sont sollicités par un effort normal [N], un effort tranchant [V], et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les murs voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

#### 5 -4.2.Détermination des sollicitations:

Dans le tableau suivant, on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel [SAP 2000] :

Tableau. 5.7-Les différentes sollicitations des voiles.

Niveaux	Combinaisons	F <sub>11</sub> [KN]	M <sub>11</sub> [KN]	F <sub>22</sub> [KN]	M <sub>22</sub> [KN]
Tous les étages	ELU: 1.35G+1,5Q	251,33	9,11	37,742	1,875
	ELA: G+Q±1,2E <sub>x</sub>	217,19	7,97	41,844	1,706
	ELA: G+Q±1,2E <sub>y</sub>	210,50	7,58	42,988	1,542

#### 5 -4.3.Vérification des contraintes tangentielles:

Les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq \overline{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq \overline{\tau}_b = 0,06 \cdot f_{c28} \implies \text{les armatures diagonales } A_d = 0.$$

Avec :  $\begin{cases} b=1,00\text{ml} \\ d=0,9 \cdot 0,20=0,18\text{m} \end{cases}$

Tableau. 5.8-Vérifications des contraintes tangentielles.

NIVEAUX	V [KN]		$\tau_b$ [MPa]		$\overline{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$	$\overline{\tau}_b = 0,06 \times f_{c28}$
	ELU	ELA	ELU	ELA		
Tous les étages	36,81	32,23	0,2045	0,179	5	1,5

#### 5 -4.4.Détermination du ferrailage des voiles:

L'étude dynamique montre que si on opte pour une épaisseur de [20cm] sur les quatre premiers étages et [15cm] pour les autres, on aura une influence sur les modes de vibration de la structure en créant des modes parasites. C'est pour cela qu'on a uniformisé une épaisseur de [20cm] sur tous les étages afin d'avoir des modes convenables.

Ainsi, le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section [0,20 m×1 ml].

En faisant le calcul du ferrailage à l'aide du logiciel SOCOTEC, il s'est avéré que le ferrailage est nul, c'est la raison pour laquelle on va ferrailer avec le minimum du RPA dans les deux sens :

D'après le RPA 99 version2003on a :

##### Le ferrailage vertical :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On choisit : **5T12** de section **5,65** cm<sup>2</sup>/ml.

##### Le ferrailage horizontal :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On choisit : **5T12** de section **5,65** cm<sup>2</sup>/ml.

##### Espacement :

D'après le RPA 99 version2003, on a :

$$\text{Espacement verticale et horizontale : } S \leq \min (1,5e;30)$$

On prend : S = 20cm

##### Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL 91modifiée 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m<sup>2</sup> au moins.

On prend donc : **4Φ6/m<sup>2</sup>=1.13cm<sup>2</sup>**.

##### Ferrailages des linteaux :

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités, ils doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Vérification des contraintes tangentielles :

$$b=0,20\text{m} ; h=0,76\text{m} ; M = 9,275 \text{ KN.m} ; T = 1,4.T_U ; T_U = 36,81\text{KN/m}.$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq \overline{\tau_b} = 0,06 \times f_{c28} .$$

$$\tau_b = \frac{51,534 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,684} \leq \overline{\tau_b} = 0,06 \times 25$$

$$\tau_b = 0,38 \text{MPa} \leq \overline{\tau_b} = 1,50 \text{MPa} \dots\dots\dots [C.V]$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple.

**Armatures longitudinaux :**

$$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e} \quad \text{Avec : } z = h - 2d^2 = 0,608 \text{m}$$

$$A_l \geq \frac{9,275 \times 10^{-3}}{0,608 \times 400} = 0,38 \text{cm}^2.$$

On prend alors comme section  $A_l$  la section minimale imposée par le **RPA** :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 76 = 2,28 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On choisit : **4T12** de section **4,52cm<sup>2</sup>/ml**.

**Armatures transversaux :**

$$\lambda_g = \frac{1}{h} = \frac{1}{0,76} = 1,315 > 1$$

$$S = 0,2 \leq \frac{A_t f_e z}{V} = \frac{A_t \cdot 400 \cdot 0,608}{51,534 \cdot 10^{-3}}$$

$$A_t = 0,423 \text{cm}^2 \leq A_{t \min} = 0,0015 \cdot b \cdot S = 0,60 \text{cm}^2$$

On choisit : **2 Φ 8** de section **1,01cm<sup>2</sup>/ml**.



## **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

### **6 -1 Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir : le poids propre ou charge permanente ; les surcharges d'exploitation ; les surcharges climatiques et sismiques.

Cette transmission peut être directement [cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers] ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes [cas des semelles sur pieux], c'est la raison pour laquelle il faudra que l'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions nécessaires pour que la structure reste stable.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

### **6 -2 Choix du type de fondation:**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 3 bars mais un important effort normal, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ✓ Semelles isolées sous poteau.
- ✓ Semelles filantes.
- ✓ Radier évidé ou général.

Tout d'abord on propose des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles, mais il faudra qu'on vérifie la condition suivante :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

#### **6 -2.1.Les surfaces nécessaires des semelles :**

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{Semelle} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{Sol}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N_s = N_G + N_Q \\ \bar{\sigma}_{Sol} = 0,3 \text{MPa} \end{cases}$$

Les surfaces des semelles isolées revenants à chaque poteau sont données par le tableau suivant :

Tableau. 6.1-Les différentes surfaces des semelles sous poteaux.

Semelles	N <sub>S</sub> [KN]	S <sub>S</sub> [m <sup>2</sup> ]	Semelle	N <sub>S</sub> [KN]	S <sub>S</sub> [m <sup>2</sup> ]
1	663.417	2.21	27	1008.761	3.36
10	<b>1523.893</b>	<b>5.07</b>	28	1067.204	3.56
11	784.901	2.62	35	1116.165	3.72
13	1108.63	3.69	36	1026.016	3.42
14	1009.888	3.37	37	1031.097	3.44
15	925.751	3.08	38	1018.247	3.39
16	969.458	3.23	39	1115.206	3.72
17	1125.574	3.75	41	686.932	2.29
24	1079.003	3.60	46	984.119	3.28
25	1047.116	3.49	51	692.299	2.31
26	1061.412	3.54			

Les surfaces de semelles filantes revenantes à chaque voile sont données par le tableau suivant :

Tableau. 6.2-Les différentes surfaces des semelles filantes sous mur voile.

Semelles	N <sub>S</sub> [KN]	S <sub>S</sub> [m <sup>2</sup> ]	Semelle	N <sub>S</sub> [KN]	S <sub>S</sub> [m <sup>2</sup> ]
2	1032.011	3.44	18	870.417	2.90
3	487.166	1.62	20	482.03	1.61
4	499.006	1.66	22	461.769	1.54
5	1080.438	3.60	29	918.494	3.06
6	1043.884	3.48	31	390.25	1.30
7	472.12	1.57	33	366.624	1.22
8	478.613	1.59	40	624.883	2.08
9	1077.216	3.59	42	946.861	3.16
12	849.841	2.83	43	448.147	1.49
19	474.098	1.58	44	453.984	1.51
21	457.61	1.52	45	982.756	3.27
23	917.15	3.06	47	939.104	3.13
30	392.965	1.31	48	445.259	1.48
32	372.837	1.24	49	457.688	1.52
34	642.637	2.14	50	992.24	3.31

$$\text{On a : } \frac{S_{\text{Semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{136.95}{313.88} = 43.63\% \leq 50\%$$

Alors, on voit bien que les dimensions des semelles ne provoquent pas un chevauchement, ceci nous amène à proposer :

- Des semelles isolées sous poteaux.
- Des semelles filantes sous voiles.

**6 -3 Calcul de la semelle isolée:**

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée :

ELS:  $N_s=1523.893 \text{ KN}$  ;  $M_s=20.9211 \text{ KN.m}$

ELU:  $N_U=2078.19 \text{ KN}$  ;  $M_U=28.3934 \text{ KN.m}$

**6 -3.1.Pré-dimensionnement:**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{20.9211}{1523.893} = 1.373 \text{ cm.}$$

On considère une semelle rectangulaire [AxB] située sous un poteau carré :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \frac{A}{B} = 1 \Rightarrow A = B$$

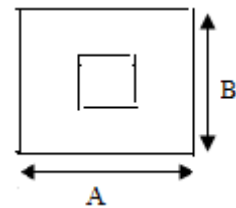
$$\sigma = \left( 1 + \frac{3e_0}{B} \right) \frac{N_s}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma = \left( 1 + \frac{3 \times 0.01373}{B} \right) \frac{1523.893}{A.B} \leq 300 \text{ KPa}$$

$$\Rightarrow 300 A^3 - 1523.893A - 62.77 \geq 0$$

$$\Rightarrow A \geq 2.2741$$

On prend:  $A=B=2.40\text{m}$



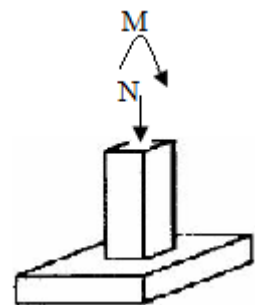
**6 -3.2.Vérification des conditions de stabilité :**

D'après le BAEL 91, on a :

$$e_0 = 0.01373 \leq \frac{A}{6} = \frac{2.40}{6} = 0.40 \dots\dots\dots [CV]$$

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

$$e_0 = 0.01373 \leq \frac{A}{4} = \frac{2.40}{4} = 0.60 \dots\dots\dots [CV]$$



**6 -3.3.Vérification des conditions de rigidité :**

$$d \geq \max \left( \frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4} \right) = 47.5 \text{ cm}$$

On prend :  $d=60\text{cm} \Rightarrow h=d+5=65\text{cm}$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 273.646 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 255.484 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 269.105 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 269.105 \leq \sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

### 6 -3.4.Calcul du ferrailage :

$$e_{s0} = 0.01373 \leq \frac{B}{6} = \frac{2.40}{6} = 0.4 \quad ; e_{U0} = 0.01366 \leq \frac{B}{6} = \frac{2.40}{6} = 0.4$$

$$e_{s0}; e_{U0} \leq \frac{B}{18} = \frac{2.40}{18} = 0.1333$$

⇒ Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tous au long de la semelle, on utilise :

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U$$

$$A_{xst} = A_{yst} = \frac{N_U'(A - a)}{8.d.\sigma_{st}} = 24.05 \text{ cm}^2.$$

On choisit : **16T14** de section **24.63**cm<sup>2</sup>. [Armature inférieure]

**12T10** de section **9.42**cm<sup>2</sup>. [Armature supérieure]

### Espacement :

Pour les armatures inférieures :  $e \geq \max(6\Phi + 6\text{cm}; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$

On prend : e=15cm

Pour les armatures supérieures :  $e \geq \max(6\Phi + 6\text{cm}; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$

On prend : e=20cm

Tableau. 6.3-Les différentes sections et ferrillages des semelles isolées sous poteaux.

Semelles	Nu [KN]	Ns [KN]	Ms [KN.m]	e [m]	A=B [m]	H [m]	Ast calcul [cm <sup>2</sup> ]	Ast choisit [cm <sup>2</sup> ]		Espacement [cm]	
								Arm inf	Arm sup	Esp inf	Esp sup
S1	2078.19	1523.893	20.921	0.01373	2.40	0.65	24.05	16T14	12T10	15	20
S2	1521.077	1108.63	0.5899	0.00053	2.05	0.55	16.96	12T14	10T10		
	1481.252	1071.003	0.8812	0.00082		0.55	16.52				
	1414.865	1031.097	1.1735	0.00114		0.55	15.79				
	1326.493	969.458	0.676	0.00069		0.55	14.79				
	1266.51	925.751	0.0084	0.00009		0.55	14.12				
S3	1067.78	784.901	3.1484	0.00401	1.75	0.50	10.73	10T12	9T10		
	901.326	663.417	5.2802	0.00795		0.50	9.12				

**6 -3.5.Vérification au poinçonnement :**

D'après BAEL 91, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_U \leq \overline{N}_U = 0,045 \cdot P_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : h=0,65m ; P<sub>c</sub> : Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = [(a+h) \times 4] = 4,6 \text{ m}$$

$$N_U = N_{U0} \cdot \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) \text{ Et } N_{U0} : \text{Effort maximal tiré à partir du fichier SAP2000}$$

$$N_{U0} = 1523,893 \text{ KN}$$

$$S_0 = (a+h)(b+h) = 1,3225 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 5,76 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow N_U = 1,174 \text{ MN} \leq 2,242 \text{ MN} \dots \dots \dots [CV]$$

**6 -4 Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau:**

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante sous mur voile et poteau.

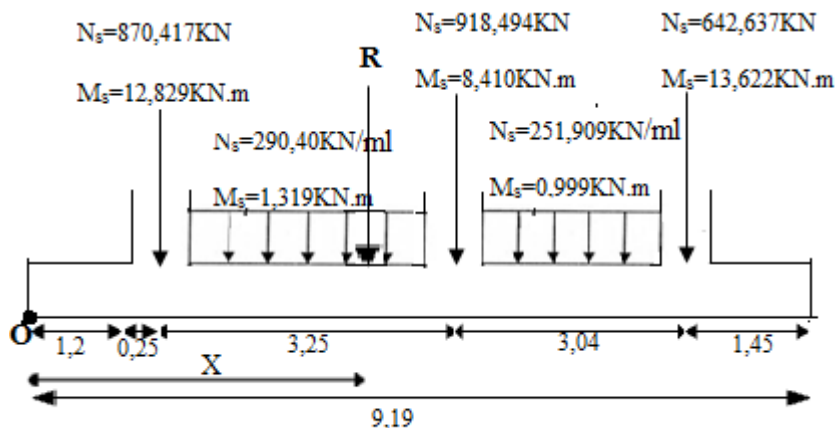


Fig.6.1-Chargement de la semelle filante à ELS.

**6 -4.1.Pré-dimensionnement:****6 -4.1.1.Calcul de la résultante:**

$$R = \sum N_i = 870,417 + 290,40 \times 2,75 + 918,494 + 251,909 \times 2,54 + 642,637$$

$$\Rightarrow R = 3869,997 \text{ KN.}$$

**6 -4.1.2.Calcul de l'excentricité:**

$$\sum M_{i0} = 0 \Rightarrow X = \frac{\sum N_i x_i}{R}$$

$$X = \frac{(870,417 \times 1,45 + 12,8294 + 290,4 \times 2,75 \times 3,07 + 1,319 + 918,49 \times 4,7 + 8,41 + 251,91 \times 2,54 \times 6,22 + 0,99 + 642,64 \times 7,74 + 13,62)}{3869,997}$$

$$X = 4,399 \text{ m.}$$

$$e = \frac{L}{2} - X = \frac{9,19}{2} - 4,399$$

$$e = 0,196 \text{ m} < \frac{L}{6} = 1,532 \text{ m}$$

$\Rightarrow$  Alors la répartition est linéaire.

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{e}{L}\right) \frac{R}{L \times \sigma_{sol}} = \left(1 + 3 \frac{0,196}{9,19}\right) \frac{3869,997 \times 10^{-3}}{9,19 \times 0,3}$$

$$B \geq 1,49 \text{ m}$$

$\Rightarrow$  On prend : **B=1,6m**

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{1,6 - 0,5}{4} = 0,275$$

On prend : d=0,35

$\Rightarrow$  **h= d+5= 0,40m**

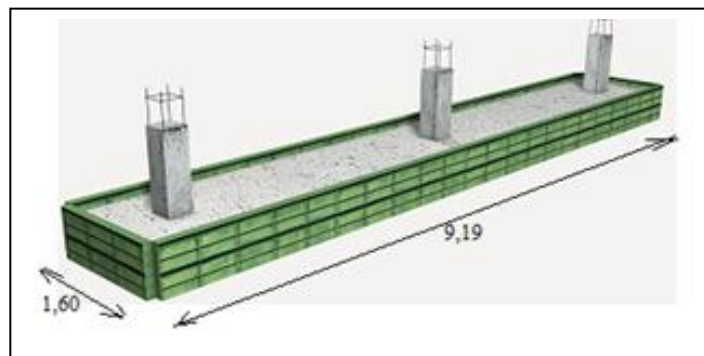


Fig. 6.2-Pré-dimension de la semelle filante.

### 6 -4.2.Calcul des efforts internes :

On va calculer les efforts internes en utilisant la théorie des poutres sur sol élastique avec une supposition d'un coefficient de raideur :  $K=60000\text{KN/m}$ .

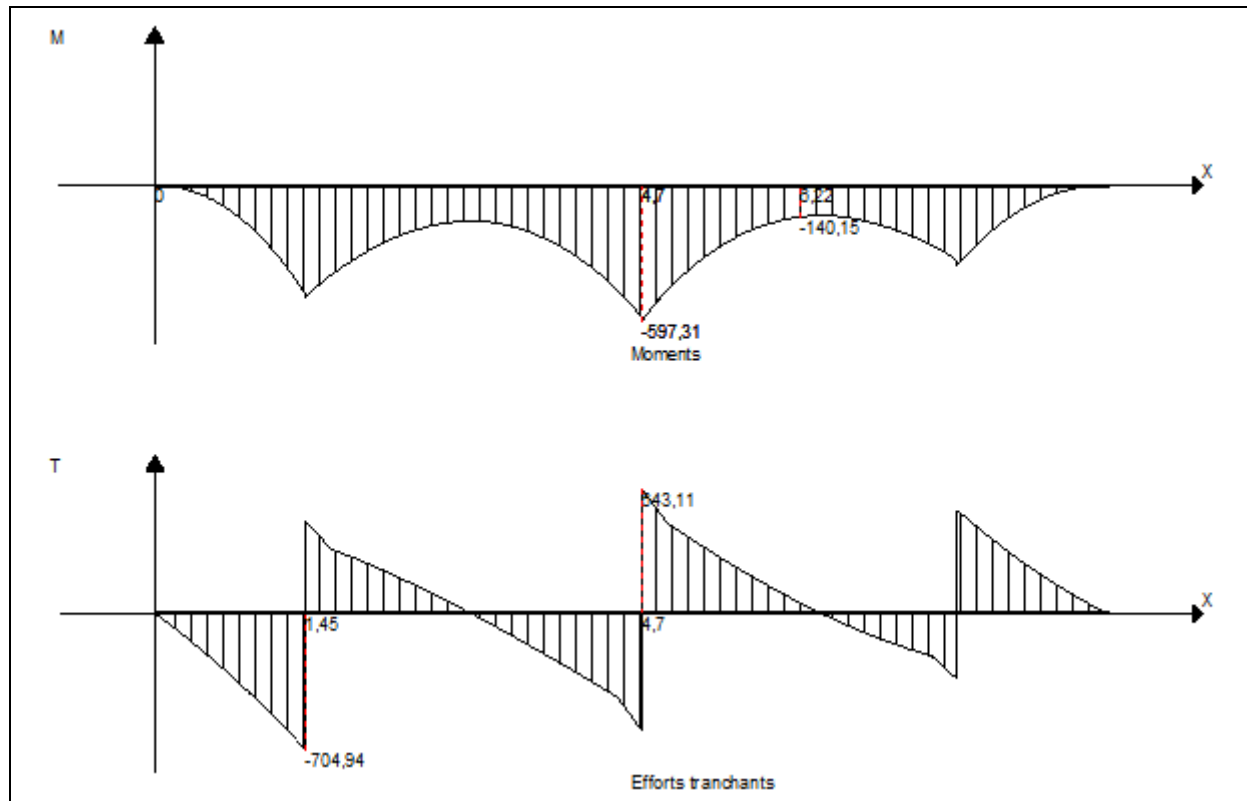


Fig. 6.3-Diagramme des efforts internes de la semelle filante étudiée à ELU.

### 6 -4.3.Calcul du ferrailage :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \frac{R}{BL} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = 296,873 \text{KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_m &= \frac{R}{BL} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = 229,5152 \text{KN} / \text{m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 280,033 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 280,033 \leq \sigma_{sol} = 300 \text{KN} / \text{m}^2$$

Le calcul du ferrailage se calcule comme étant une poutre en 'T' renversé :

$$b = 1,6\text{m} ; b_0 = 0,5\text{m}$$

$$h = 0,8\text{m} ; h_0 = 0,4\text{m} ; d = 0,9. h = 0,72\text{m}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; \sigma_{st} = 347,83\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

**ELU:**

**En travée :**

$$M_{ut \max} = 140,15 \text{ KN.m} = 140,15 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

**Le moment d'équilibre par la table:**

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 1,6 \times 0,4 \times 14,17 \left( 0,72 - \frac{0,4}{2} \right)$$

$$M_t = 4,7158 \text{ MN.m}$$

On a :  $M_t > M_{ut \max}$

Donc: L'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section en « T » ( $b_0 \times h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{140,15 \times 10^{-3}}{0,5 \times (0,72)^2 \times 14,17} = 0,038.$$

$$\mu_u = 0,038 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,038)})$$

$$\alpha = 0,0486.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,72 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,0486) = 0,706 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{140,15 \times 10^{-3}}{0,706 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 5,71 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T14** de section **6,16 cm<sup>2</sup>**.

**Calcul des armatures transversales :**

On prend un diamètre des armatures transversales:  $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$ .

⇒ Le choix de la section d'un seul corps transversal sera :  $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .



**Condition de non fragilité :**

La section minimale :  $A_{st} \min \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,50 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 4,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [CV]$$

**En appuis :**

$$M_{uap \max} = 597,31 \text{ KN.m} = 597,31 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

**Le moment d'équilibre par la table:**

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 1,6 \times 0,4 \times 14,17 \left( 0,72 - \frac{0,4}{2} \right)$$

$$M_t = 4,7158 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a : } M_t > M_{u \text{ ap max}}$$

Donc: L'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (b×h).

$$\mu_u = \frac{M_{Uap \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{597,31 \times 10^{-3}}{1,6 \times (0,72)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0508 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0508)})$$

$$\alpha = 0,065.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,72 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,065)$$

$$Z = 0,701 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uap \max}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{597,31 \times 10^{-3}}{0,701 \times 347,83}$$

$$A_{st}=24,49 \text{ cm}^2$$

On choisit : **10T16+4T16=14T16** de section **28,15** cm<sup>2</sup>.

**N.B** : On va admettre un ferrailage forfaitaire de **8T12** dans la file supérieure qui est parallèle au ferrailage principale.

**Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 1,6 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 13,91 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [C.V]$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 28,15/4 = 7,04 \text{ cm}^2$$

On choisit : **9T10** de section **7,07** cm<sup>2</sup>/ml.

Espacement : e=10cm.

**ELS:**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

**En travée:**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{140,15}{101,56} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,0486 < 0,44 \dots\dots\dots [CV]$$

**En appuis:**

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_u}{M_s} = \frac{597.31}{432.83} = 1,38 \\ \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} &= 0,44 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,065 < 0,44 \dots \dots \dots [CV]$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

**6 -4.4.Vérification au cisaillement :**

D'après BAEL 91, on a :

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{704.94 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,72}$$

$\tau_u = 1,96 \text{ MPa.}$

Pour des fissurations peu nuisibles :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$

Donc :  $\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots [CV]$

**6 -4.5.Récapitulatif des différentes semelles filantes :**

Tableau. 6.4-Les sections des différentes semelles filantes sous voiles et poteaux.

Types	R [KN]	X [m]	E [m]	L [m]	B [m]	h <sub>0</sub> [m]	h [m]	σ <sub>moy</sub> [KPa]	σ <sub>moy</sub> ≤ σ <sub>sol</sub>
SF1	3869.997	4.39	0.196	9.19	1.60	0.40	0.80	280.033	<b>CV</b>
SF2	2963.529	3.02	0.040	5.95	1.75	0.45	0.85	290.394	<b>CV</b>
SF3	2939.787	2.98	0.030	5.90	1.70	0.40	0.80	297.520	<b>CV</b>

Tableau. 6.5-Le ferrailage des différentes semelles filantes sous voiles et poteaux.

Types	$M_u$ [KN.m]		$A_{st}$ calculé [cm <sup>2</sup> ]		$A_{st}$ choisit [cm <sup>2</sup> ]				$T_u$ [KN]	$\tau_u$ [MP]	Observation
	$M_{u\ app}$	$M_{u\ t}$	App	Trav	App			Trav			
					Arm Inf	Arm Sup	$A_r$				
SF1	597.31	140.1	24,49	5.71	10T16+ 4T16	8T12	9T10 e=10cm	4T14	704.9	1,96	CV
SF2	453.66	99.81	17,33	3.80	9T14+ 3T14	8T12	6T10 e=15cm	3T14+ 2T12	793.9	2.20	CV
SF3	447.63	101.7	18,22	4.12	9T14+ 3T14	8T12	6T10 e=15cm	3T14+ 2T12	785,1	2.18	CV

### 6 -5 Etude des longrines :

#### 6 -5.1.Introduction :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations et qui permettent en même temps de résister à un effort de traction [f], d'où :

$$f = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec : N : La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés [N=1523.893 KN].

$\alpha$  : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site [Zone I : S1  $\Rightarrow \alpha = 15$ ].

$$f = \frac{1523.893}{15} = 101.593 \geq 20KN \dots\dots\dots [CV]$$

D'après le RPA 99 version2003, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

Pour site S1 : (25 x 30) cm<sup>2</sup>

On choisit une section de : S= (30 x 30) cm<sup>2</sup>.

#### 6 -5.2.Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{f}{\sigma_{st}} = \frac{101.593 \times 10^{-3}}{347.83} = 2,92cm^2.$$

D'après le RPA 99 version2003, la section minimale est de :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot 30 \cdot 30 = 5,4 \text{ cm}^2.$$

On choisit : **6T12** de section **6,79 cm<sup>2</sup>**.

### Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{st \min} \geq b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,30 \times 0,30 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 4,725 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

### 6 -5.3.Calcul du ferrailage transversal :

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, Le choix de la section d'un seul corps transversal sera :  $A_t = 4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$ .

### Espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version2003 on a :

$$S_t \leq \min(15\phi, 20\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1,20; 20\text{cm})$$

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

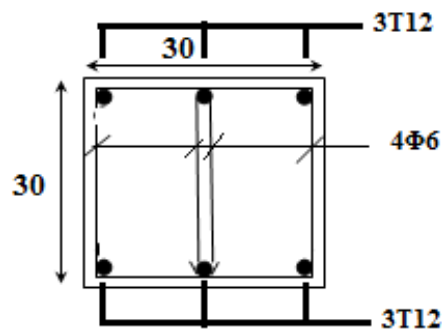


Fig.6.4-Ferrailage de la longrine

## **ETUDE ECONOMIQUE ET MANAGERIALE**

### **7 -1 Introduction :**

L'art et la science de la gestion de projet deviendront bientôt l'essence même de la formation en gestion, de l'excellence opérationnelle et de la valeur ajoutée. [Tom Peters]

La discipline de management de projet apparaît comme la tendance de l'avenir, car elle fournit un ensemble d'outils efficaces qui permettent au manager d'améliorer sa capacité de planifier, de mettre en œuvre et de gérer des activités en vue d'atteindre des objectifs organisationnels précis.

Le management de projet ne se limite pas aux seuls spécialistes. En général, il constitue une partie vitale du travail de chacun de nous. Lorsqu'on s'efforce de développer de telles habilités, il est logique de commencer par comprendre le caractère unique de chaque projet et les attributs particuliers du gestionnaire de projet. [1]

### **7 -2 Aspect humain du management :**

#### **7 -2.1. Management de projet:**

Le management de projet est l'application de connaissances, de compétences, d'outils et de techniques aux activités du projet, il permet l'intégration des processus groupés en : démarrage, planification, exécution, surveillance et maîtrise, et clôture.

Un manager de projet doit déterminer les exigences, tout en définissant des objectifs clairs et réalisables, en équilibrant les exigences concurrentes de qualité, de contenu, de délai et de coût, et en s'adaptant sur les spécifications, les plans et l'approche aux différentes préoccupations pour attentes des diverses parties prenantes.

Le risque d'un projet est un événement ou une condition incertaine qui, s'ils surviennent, ont un effet positif ou négatif sur au moins l'un des objectifs de ce projet.

Le terme « management de projet » est parfois employé pour décrire une approche organisationnelle ou de gestion générale du management des projets et de certaines opérations courantes qui peuvent s'apparenter à des projets, cette approche est aussi connue sous le nom de « management par projets », elle connaît un succès grandissant dans le monde des organisations. Ceci n'implique pas que toutes les activités opérationnelles peuvent être organisées comme des projets où qu'elles devraient l'être. L'adoption du « management par projets » est également liée à l'adoption d'une culture organisationnelle adaptée. Bien que la compréhension du management de projet soit essentielle pour une organisation qui utilise le « management par projets », l'étude détaillée de cette approche est hors du propos de cet ouvrage.[2]

**7 -2.2.Projet:**

**7 -2.2.1.Définition:**

Un projet est défini comme une action unique non récurrente et spécifique. Il est aussi défini par la complexité de ses tâches qui demande et exige des connaissances particulières et nécessite comme ressources certain nombre de groupe ou d'équipes, avec une organisation appropriée.

Un projet a des facteurs principaux qui sont : la performance, le coût et le temps, Le respect de ces facteurs permet d'assurer une bonne qualité du produit réalisé. (Voir figure 7.1)

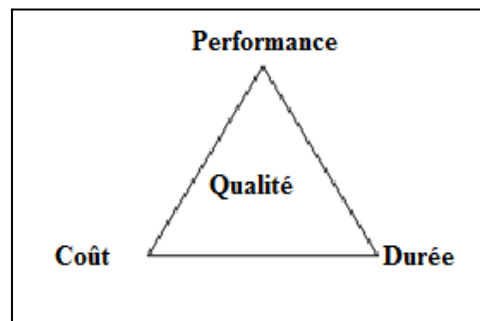


Fig.7.1-Facteur principal d'un projet.

Ainsi la bonne compréhension des besoins du client permet de nous donné une perspective générale sur la jonction des facteurs principaux d'un projet.

L'ensemble des caractéristiques de notre projet est établi dans le chapitre (1.3) présentation d'ouvrage.

Pour les besoins inhérents au présent PFE (Projet de Fin d'Etude), nous nous sommes fixés uniquement comme objectifs, dans la partie managériale, de définir le délai, le coût et le management des risques de notre projet en utilisant l'outil MS Project.

**7 -2.2.2.Cycle de vie de projet:**

L'organisation de projet peut être divisée en phases afin d'exercer une meilleure maîtrise, en maintenant les liens appropriés avec les opérations courantes de l'entreprise réalisatrice. L'ensemble de ces phases est composé de quatre phases suivantes. (Voir figure 7.2)

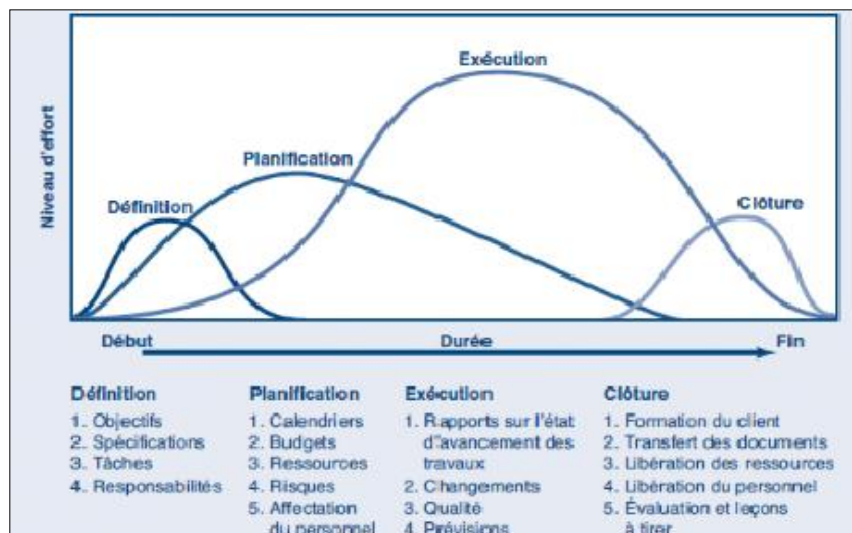


Fig.7.2-Cycle de vie d'un projet. [1]

Dans notre présente étude, nous nous sommes positionnés dans la phase intermédiaire de définition et planification, c'est-à-dire que les plans d'exécution du projet sont déjà finalisés, ensuite nous avons entamé une étude de management et d'économique avec un devis quantitatif et estimatif pour évaluer le coût de revient de notre projet.

### **7 -2.2.3.Les différents intervenants du projet:**

#### **i-Maître de l'ouvrage:**

Le maître de l'ouvrage est la personne physique ou morale pour le compte de qui l'ouvrage ou les travaux sont réalisés, Il représente le directeur de l'établissement et il a obligation d'assurer la faisabilité et de l'opportunité de l'ouvrage tous en définissant le programme et arrêter l'enveloppe financière prévisionnelle.

C'est lui qui fait le choix de processus de réalisation et il conclut les contrats qui y'ont pour objet les études et l'exécution des travaux.

#### **ii-Maître d'œuvre:**

Le maître d'œuvre est l'unique responsable de la conception et de l'exécution de l'ensemble des ouvrages à réaliser, selon les missions confiées, il s'agit d'un architecte, d'un ingénieur, d'une équipe constituée d'architectes et d'ingénieurs.

#### **iii-Le contrôle technique:**

Le contrôle technique dans un projet est obligatoire, car il doit assurer les conditions de sécurité des personnes, et la solidité des ouvrages.

Il intervient en phase conception et en phase réalisation en fournissant un rapport de contrôle final (lors des opérations de réception), qui sera soumis à la commission de sécurité en vue de l'autorisation d'ouverture au public.

#### **iv- L'entreprise:**

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître de l'ouvrage, Elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre. [3]

Dans notre cas, les différents intervenants dans le projet sont :

- Maître de l'ouvrage: Promoteur
- Maître d'œuvre: Bureaux d'étude.
- Contrôle technique: sera assisté par CTC [Contrôle Technique de Construction].
- Réalisation : Entreprise.
- Etude de sol : sera suivie par le laboratoire [LTPO].



### 7 -2.2.4.Les différents types de systèmes d'élaboration de projets de construction :

#### i- Système traditionnel [DBB] :

Le propriétaire signe un contrat avec le Bureaux d'étude et un autre avec l'entrepreneur.  
(Conception/soumission/construction de tout le projet) (Design/Bid/Build).

#### ii- Système management de construction [CM] :

Dans ce type de système, il ya la présence d'un manager de construction.(CM)

#### iii- Système conception/construction [DB]:

Un seul contrat pour l'étude et la construction.

(Clé en main) (DB : Design/Build)

Dans notre présent cas, le système qu'on adopte est ce dernier, c'est-à-dire : système conception/construction. [DB]

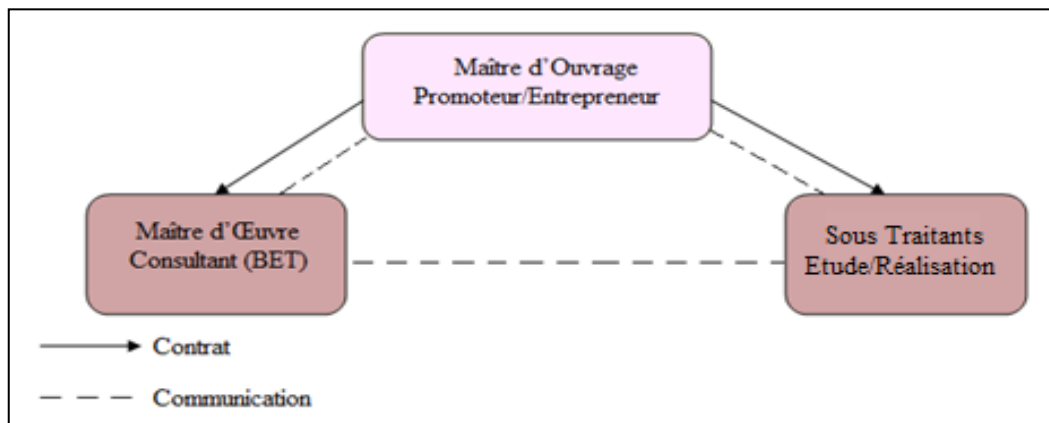


Fig.7.3-Système conception/construction [DB.]

### 7 -2.2.5.Le rôle du manager:

Le manager joue divers rôles dans une entreprise, il peut avoir les rôles suivants :

**i- Des rôles interpersonnels:** soit un rôle de leader qui consiste à motiver et encourager le personnel ou un rôle d'agent de liaison avec l'extérieur pour conserver le réseau de contacts externes ou bien un rôle des représentations symboliques qui consiste à signer des documents officiels.

**ii- Des rôles informationnels:** le manager est à la fois un observateur actif car il recherche et reçoit une foule d'information afin de mieux cerner l'organisation et l'environnement, comme il peut être un transmetteur d'informations à travers les réunions, ou bien un porte parole de l'entreprise en fournissant des informations aux médias.

**iii- Des rôles décisionnels:** qui font du manager un entrepreneur qui recherche l'amélioration et le progrès des projets, comme il peut être un régulateur et un répartiteur de ressources, aussi bien un négociateur chargé de représenter l'organisation lors des négociations (avec les syndicats, les fournisseurs ou autres...).

## **7 -2.3.L'organisation:**

### **7 -2.3.1.La structure de l'organisation:**

La structure de l'entreprise réalisatrice, qu'elle soit fonctionnelle, par projets, ou de type intermédiaire dit « matriciel », impose souvent des contraintes de disponibilité des ressources.

#### **i- L'organisation fonctionnelle classique :**

C'est une hiérarchie dans laquelle chaque employé a un supérieur clairement identifié. Dans ce type d'organisation, l'importance est donnée à la structure et non pas au projet.

L'avantage de cette organisation sera une flexibilité dans l'utilisation des ressources car ses ressources vont rester à leurs places d'origine, mais y'aura un manque de communication et de coordination et le projet sera perçu comme étant une activité secondaire.

#### **ii- L'organisation par projets :**

Dans ce type d'organisation, les membres de l'équipe sont souvent regroupés physiquement. La majorité des ressources de l'organisation est impliquée dans le travail de projet et les chefs de projet disposent d'une indépendance et d'une autorité importantes ce qui signifie qu'il y'aura une minimisation des conflits de responsabilité et une motivation importante, l'inconvénient de cette organisation sera coûteuse et il peut n'y avoir aucun respect des règles de la structure mère.

#### **iii- L'organisation matricielle:**

C'est le mélange de structures fonctionnelles et par projets. Elle considère le projet comme étant l'élément moteur dans le choix de l'organisation et permet la participation de toutes les compétences de la structure.

L'inconvénient de cette organisation, c'est que l'équilibre dans le pouvoir de décision sera délicat entre le chef de projet et le responsable hiérarchique. [2]

### **7 -2.3.2.La culture organisationnelle:**

La culture organisationnelle se définit comme un système de normes, de convictions, de valeurs et d'attentes communes qui lie les employés d'une entreprise les uns aux autres, créant ainsi entre eux des significations partagées.

La culture constitue l'un des aspects qui servent à définir l'entreprise et à la distinguer des autres entités du même secteur. Elle permet aussi d'éviter le chaos tout en permettant l'aide dans le système de management.

Les caractéristiques principales qui constituent la culture de l'entreprise sont :

L'identité des membres, l'importance de l'esprit d'équipe, l'orientation de la gestion, l'intégration des unités, le contrôle, la tolérance au risque et aux conflits, les critères de récompense, les moyens ou le but, l'ouverture des systèmes.



Fig.7.4-Les caractéristiques essentielles qui définissent la culture d'une organisation. [1]

#### 7 -2.4.La communication dans les projets:

La communication dans le projet est primordiale. Elle devrait être bien plus qu'un simple outil pour suivre les progrès réalisés et gérer les diffusions d'informations dans l'équipe de projet.

Les personnes activement impliquées dans le projet peuvent subir un impact de l'exécution ou de l'achèvement du projet s'il ya une mauvaise communication. L'équipe de management de projet doit identifier ces parties prenantes, déterminer leurs exigences et leurs attentes et dans la mesure du possible gérer leur influence par rapport aux exigences de façon à assurer le succès du projet.[2]

Les managers de projet doivent aussi gérer les attentes des parties prenantes, ce qui peut s'avérer difficile car elles ont souvent des objectifs différents, voir contradictoires.

*Exemple :* Un promoteur immobilier s'intéressera aux délais de réalisation, les autorités locales voudront maximiser les recettes fiscales, un groupe d'écologistes souhaitera minimiser les effets nuisibles à l'environnement et les habitants du voisinage espéreront que le projet se réalisera ailleurs.

Donc, avoir une bonne communication dans le projet permettra de créer un climat de confiance en respectant les avis et les rôles de chacun, en optant pour le concept GAGNER /GAGNER (WIN/WIN) ainsi que le travail en équipe afin d'éviter les conflits, d'encourager l'engagement coopératif pour le bien de tous et faciliter l'achèvement d'un projet réussi.

### 7 -3 Aspect technique du management :

#### 7 -3.1.La notion de tâche:

L'activité est l'élément de travail effectué au cours d'un projet. Elle est affectée d'une durée attendue, d'un coût attendu et de besoins prévisionnels de moyens. Les activités sont souvent décomposées en tâches, ou confondues avec les tâches.

Les activités sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées, à s'avoir :

**Liaison Fin-Début [Finish to Start] :** L'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne commence.

**Liaison Fin-Fin [Finish to Finish] :** L'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne finisse.

**Liaison Début-Début [Start to Start] :** L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne commence.

**Liaison Début-Fin [Start to Finish] :** L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne finisse.

Chaque tâche a certaines marges qui lui corresponde, comme le montre la figure ci-dessous :

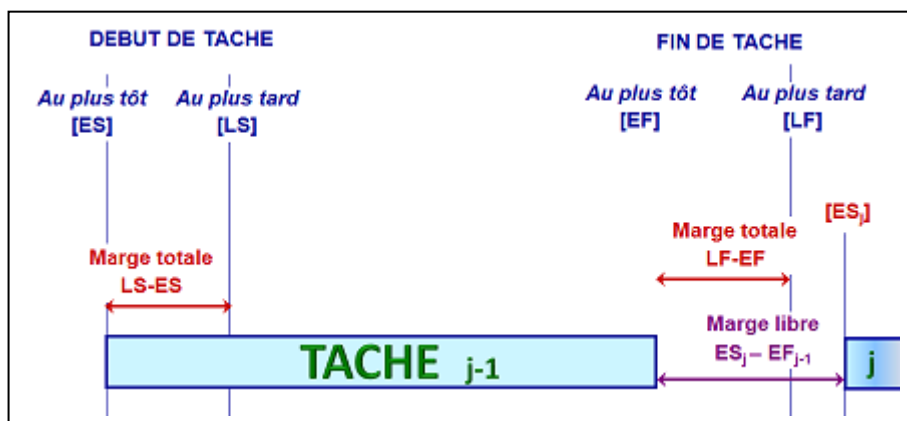


Fig.7.5-Les différentes marges d'une tâche.

**Marge totale:** correspond à la durée dont une tâche peut être prolongée ou retardée sans augmenter la durée totale du projet.

$$\text{Marge totale} = LF - EF \text{ ou } LS - ES$$

Dans le cas où la marge totale s'annule, la tâche devient critique, c'est-à-dire la date au plus tôt=la date au plus tard.

**Marge libre:** correspond à la durée dont une tâche peut être prolongée ou retardée sans déplacer aucune tâche du projet, C'est-à-dire la réserve de sécurité attachée à la tâche.

$$\text{Marge libre de } j-1 = ES_j - EF_{j-1}$$

Avec : [ES] : Date de début possible au plus tôt [Early Start Date]

[LS] : Date de début possible au plus tard [Late Start Date]

[EF] : Date de fin possible au plus tôt [Early Finish Date]

[LF] : Date de fin possible au plus tard [Late Finish Date]

### 7 -3.2.Le Works Breakdown Structure [WBS]:

Dès la conception préliminaire du projet, il s'agit de décomposer de façon structurée et précise le projet en sous ensemble, de manière à visualiser l'ensemble du projet. Il se fait par niveaux successifs jusqu'à un degré optimum de détail, afin d'éviter les oublis, et de permettre la consolidation des informations.

Le WBS permet aussi d'énumérer les organismes responsables de chaque tâche et le budget qui est destiné au projet.

### 7 -3.3.Maitrise des coûts et délais:

La maitrise des délais et coûts sera efficaces si les techniques de gestion de projet ont été efficacement mises en place, à s'avoir :

- Estimation détaillée du calendrier et des coûts de chaque lot de travaux du projet.
- Elaboration d'un planning correspondant aux objectifs principaux.
- Elaboration d'un organigramme des tâches, tout en définissant les responsabilités.
- Elaborer des jalons de contrôle périodique pour voir l'avancement des travaux.
- Ajuster les modifications apportées et faire une estimation des délais les plus probables et en particulier le délai final de projet.
- Faire des suivis de comptabilité détaillés, tout en les comparants avec les prévisions initiales.
- Faire des analyses périodiques des coûts par la méthode des courbes en « S », ces courbes permettent de suivre l'évolution des coûts.

#### 7 -3.3.1.L'Avant-Métré:

On devra différencier les appellations :

- *Avant - Métré* : pour les travaux quantifiés sur plans,

- *Métré* : pour travaux quantifiés à partir des relevés d'ouvrages existants.

L'Avant-métré est un document servant à l'élaboration des devis quantitatifs et estimatifs (D.Q.E.), et contenant tous les calculs intermédiaires, Il doit suivre l'ordre chronologique des travaux afin d'éviter les oublis.

#### i- Devis quantitatif :

C'est le classement rationnel et récapitulatif des quantités d'ouvrage de même nature et de même qualité, celle-ci étant définie par l'avant métré.[4]

Le devis quantitatif ne comporte que les descriptions des prestations vendues, ainsi que les quantités à réaliser.

**Devis quantitative du ferrailage :**

Tableau. 7.1-Devis quantitatif du ferrailage.

		T16[ml]	T14[ml]	T12[ml]	T10[ml]	T8 [ml]	φ6 [ml]	TS [m <sup>2</sup> ]
Semelles	Isolée		687.9	1013.2	798.2			3231.73
	Filante	211.51	446.89	726.68	323	2018		
Avant poteaux		321	2297.2	514.8		3459		
Longrine				1124.4		101.5	2695.24	
Poteaux	RDC	498.4	926.8			4182.15		
	1 <sup>ère</sup>	756.4	1272.8			3819.9		
	2 <sup>ème</sup>		2198.2			3819.9		
	3 <sup>ème</sup>		2109.2			3457.65		
	4 <sup>ème</sup>		1484.8			2773.4		
	5 <sup>ème</sup>		1272.8			2515.8		
	6 <sup>ème</sup>		1370.8			2515.8		
	7 <sup>ème</sup>		1272.8			2290.4		
	8 <sup>ème</sup>		1456.8			2290.4		
	Terrasse			177.92		864.4		
Σsomme		1254.8	13365	177.92		28529.8		
Voile				17856.84		720	173.88	
Poutrelle+ dalle plein e+ bonde noyé				11108.61	13949.89		23343.1	
Poutre principale			7008	2417.75		18846		
L'escalier +poutre palière			141.6	2680.4	1560.8	1232.8	1302.4	
Chainage		345.6	4849.2	2736.6		23734.62		
Acrotère						725.4	418	
ΣTotale		2132.91	28795.79	40357.2	16631.89	79367.12	27932.62	3231.73

Les quantités de ferrailage utilisées sont exprimées dans le tableau suivant :

Tableau. 7.2-Récapitulatif des quantités d'acier du projet.

	Les longueurs [ml]	Le poids de 1ml d'armature [Kg]	Le poids total [Q]
T16	2132.91	1.578	33.66
T14	28795.79	1.208	347.85
T12	40357.2	0.888	358.37
T10	16631.89	0.617	102.62
T8	79367.12	0.395	313.50
φ6	27932.62	0.222	62.01
	ΣSomme		1218.01

**Devis quantitative de la maçonnerie:**

- 17 pièces représentent un mètre carré de maçonnerie en brique (5,10,15)cm.
- 23 pièces représentent un mètre carré de maçonnerie en brique (20)cm.

Tableau. 7.3-Devis quantitatif de la maçonnerie.

	Brique de 5[m <sup>2</sup> ]	Brique de 10[m <sup>2</sup> ]	Brique de 15[m <sup>2</sup> ]	Brique de 20[m <sup>2</sup> ]
RDC		135.23	193.66	20.876
1 <sup>ère</sup>	82.08	547.23	680.4	382.88
2 <sup>ème</sup>		570.22		
3 <sup>ème</sup>		570.22		
4 <sup>ème</sup>		566.35		
5 <sup>ème</sup>		548.67		
6 <sup>ème</sup>		564.9		
7 <sup>ème</sup>		570.22		
8 <sup>ème</sup>		570.22		
Terrasse		9.6	21.8	
Escalier		18.32		
∑somme	82.08	4671.2	895.86	403.76
∑somme	1396pièces	79411 pièces	15230 pièces	9287 pièces

La quantité d'hourdis nécessaire pour toute la structure est de : 21372 pièces.

Le devis quantitatif du béton sera détaillé dans le tableau (Voir Tableau. 7.4).

**ii- Devis quantitatif et estimatif :**

Une fois l'Avant Métré Quantitatif réalisé pour tout l'ouvrage à réaliser, il est nécessaire de passer à un devis estimatif qui est l'application des prix unitaires au devis quantitatif [5].

Le devis estimatif peut se faire soit par des formules, des méthodes empiriques, en tirant profit en employant plusieurs concurrents, ou en faisant une moyenne des résultats qui à pour but de permettre la détermination d'un budget ou une demande d'ouverture de crédits pour les travaux envisagés.

Dans notre cas cette estimation rapide approchée a été prise à partir des banques de données d'entreprises étatiques et privées qui ont des prix de marché actualisés.

Les résultats du devis estimatif et quantitatif sont dans le tableau ci-dessous.

Tableau. 7.4-Devis quantitatif et estimatif.(ne pas oublier numéro page des tableau excel)













L'estimation de la durée de chaque tâche doit être raisonnable. Une durée trop courte entraîne l'impossibilité de la respecter alors qu'une durée trop longue entraîne un surcoût du projet.

Sur la base de ces informations, un calcul automatique est effectué grâce au logiciel MS Project qui nous a permis d'obtenir les résultats ci après :

- La durée du projet est de 288 jours de travail  $\Rightarrow$  environ 11 mois.
- Le début du projet est prévue le 02/01/2013.
- La fin du projet est prévue le 12/11/2013.
- Le coût brut de réalisation du projet en HT est de 74 521 408.4 DA.
- Le coût du projet avec TVA de 7% est de 5 216 498.59 DA.
- Le coût final du projet avec bénéfice de 12% est de 89 306 455.83 DA.

Il est à noter que dans la présente étude, le coût qui est relatif à la couverture des surcoûts engendrés par l'occurrence d'événement indésirables n'est pas introduit.

Notre objectif assigné une fois l'étude terminée et lorsque les devis estimatifs et quantitatifs seront établis, Nous entamons une évaluation du coût de vente de logement, qui est exprimé dans le tableau suivant :

Tableau. 7.5-Le coût global d'un logement.

	Montant en H.T	Montant en T.V.A	Montant en T.T.C
Logement de type F3	2 782 130.84 DA	194 749.16 DA	2 976 880 DA
Logement de type F2	2 086 604.67 DA	146 062.32 DA	2 232 667 DA

### 7 -3.4.Management des risques :

Dans un contexte de projet, le risque est un événement ou une condition plus ou moins prévisible susceptible d'avoir des effets positifs ou négatifs sur les objectifs d'un projet.

La gestion des risques cherche à recenser les risques auxquels l'entreprise est exposée, ainsi qu'à établir et à mettre en place les mesures préventives appropriées au moment de la mise en œuvre d'un projet.

Les risques dans un projet sont toujours présents et ils sont parfois des conséquences anticipées, comme certains retards dans les programmes ou des dépassements de coûts. Quelquefois, par contre, ils dépassent l'imagination et ils ne sont même pas connus.

La figure ci-dessous (7.6) illustre le dilemme de la gestion des risques. La probabilité qu'un événement à risque se produise s'avère plus élevée à la phase de conception, de planification et de démarrage. Les coûts dus aux risques sont importants à la fin du projet (Plus facile de faire des changements au début du projet qu'à la fin).

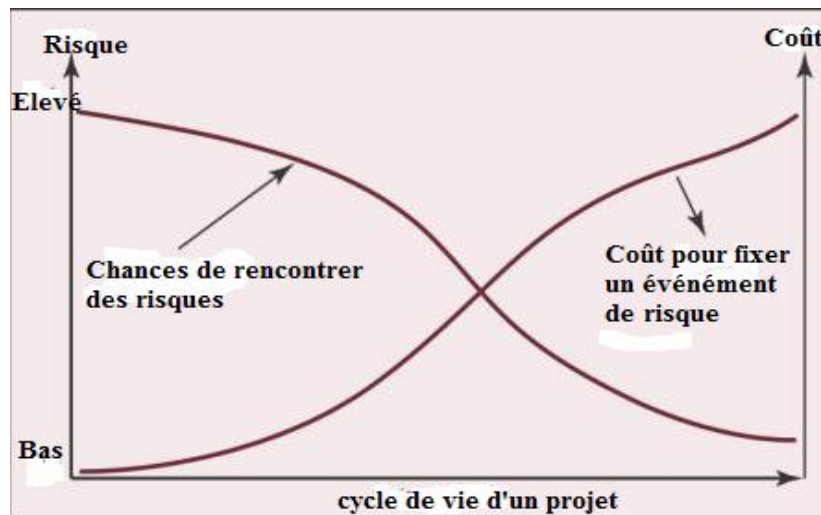


Fig.7.6-Un diagramme de la gestion des risques.[1]

Le processus de gestion de risque se fait en quatre étapes :

### 1. Identification du risque :

- Générer une liste de tous les risques possibles qui peuvent affecter le projet.
- Ne pas se concentrer uniquement sur les conséquences mais plutôt sur les causes.
- Établir un profil de risque au départ (ensemble de questions classiques touchant les zones d'incertitudes classiques des projets). Est-ce qu'on aura les matériaux à temps, est-ce que le control se fera comme prévu, est-ce que l'argent sera disponible...

Le succès de l'identification dépend de l'attitude. Avoir toujours un esprit critique.

### 2. Évaluation du risque :

Faire un tri des différents points soulevés dans la liste des risques.

Analyse du scénario: c'est la technique la plus utilisée pour analyser un risque.

L'évaluation se fait en termes de:

- L'événement indésirable.
- Toutes les conséquences d'un événement.
- La sévérité de l'impact d'un événement.
- Les probabilités de l'événement.
- Quand l'événement peut apparaître dans le projet.
- Interaction avec les autres parties du projet ou avec d'autres projets.

D'autres méthodes basées surtout sur les expériences passées.

### 3. Développement d'une réaction au risque.

- Alléger: pour réduire le risque soit en diminuant la probabilité que l'événement se produit ou en réduisant l'impact de l'événement défavorable sur le projet.
- Transférer: passé le risque à une autre partie, ça ne change pas le risque, mais ça se paye. [Exemple: le montant est inclus dans la soumission globale]
- Partager: le risque avec une autre partie, généralement les coûts et les bénéfices du risque sont partagés 50/50.

- Garder: Le risque est maintenu s’il y a un plan d’urgence bien établi.
- Plan d’urgence : répondre aux questions quand, ou, quoi et combien d’action va se produire.

**4. Control de la réponse au risque :**

- Contrôler le risque et les méthodes adoptées pour gérer ce risque.
- Établir un nouveau système managérial qui s’adapte aux changements dus à l’apparition de risques.
- L’évaluation du risque et la mise à jour des besoins doit faire l’objet d’un travail continu.
- L’équipe doit être en alerte permanent quand à l’apparition de risques imprévus.

Le management du risque est dynamique et non réactif. Il réduit le nombre de surprises et conduit à une meilleure compréhension des conséquences d’événements négatifs.

Tableau. 7.6-Matrice de d’analyse de risque.

Projet : Construction de 32 Logts à BOUDJLIDA					
Evènement à risque	Aléa	Impact	Action à entreprendre		
			Préventives	Stratégies de réponse	Plan de substitution
1. Géotechnique (cavité)	4	4	Etude du sol se fait en différents points de surface.	Injection de béton.	Changer la localisation du projet.
2. Inflations des prix	3	3	Tenir compte de l’inflation.	Utiliser des stocks.	Demander une enveloppe supplémentaire.
3. Séisme	2	4	Suivre la réglementation du RPA	Evacuer le site.	Reconstruire le bâtiment.
4. Intempéries	3	3	Souscrire une assurance catastrophe naturelle.	Transféré le risque	Voir les prévisions météo
5. Pénurie de matériaux	3	4	Faire des stocks	Utiliser les stocks	Arrêter le chantier provisoirement

**Matrice de gravité :**

Tableau. 7.7-Matrice de gravité.

Aléa/probabilité d’occurrence

>90%	Quasiment certain	5					
50-90%	Probable	4				<b>1</b>	
30-50%	Possible	3			<b>2 ; 4</b>	<b>5</b>	
10-30%	Peu-probable	2				<b>3</b>	
<10%	Rare	1					
			1Non significatif	2Mineur	3Modéré	4Majeur	5Très significatif

**Impact /vulnérabilité**