



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

## Mémoire de fin d'études

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Structure**

**Etude d'un bâtiment (R+5+sous sol) à  
usage administratif avec contreventement  
mixte**

*Dirigé par : MASMOUDI Mounira*

*Réalisé par : - NOUI Sakina  
- BOUSSAADA Roguia*

*Membres de jury :*  
MAA. BADLA Walid *Président*  
MAA. REBAI Billal *Examineur*  
MAB. TOUAM Khemissi *Examineur*

*Présenté le 25 /06/2018*

# *REMERCIEMENTS*

*A titre personnel, je remercie dieu tout puissant.*

*ET tous ceux qui nous tendu leurs bras d'aide pour  
réaliser ce modeste travail*

*Bouchrit KAMAL qui nous a offert l'aide et le soutien  
moral*

*Tous les enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont  
contribué à notre formation*

*Je remercie tous ceux qui n'ont pas hésité à nous aider*

*MASMODI MONIRA*

*BOUSSAADA ROKIA \* NOUI SAKINA*

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à :*

*La personne la plus chère dans le monde, la lumière de ma vie, la source de tendresse, celle qui a sacrifiée et souffert les plus belles années de sa vie pour me voir un jour réussir :*

♥♥ *Ma chère mère* ♥♥

*A mon cher père, le plus noble qui par son courage a consacré tous ses efforts, et ses moyens pour m'aider à accomplir ce mémoire, et pour me faire réussir.*

🌸 *A toutes la famille **Noui***

🌸 *A mes chers Amis: Hayat,maryam,mohamad,senia,rechdi,hamza,*

🌸 *A ms sœurs :Sabrina ;Karima*

🌸 *A mon très chers frères : Smail ;Abd el majid ;Yacin ;Souhaib ;Ishak.*

🌸 *A ma sœur et mon binôme : **rekia** qui ne pas cessé et m'encourager tous le temps et sa respectueuse famille .*

🌸 *A tous ma promotion de **Génie Civil 2017/2018***

🌸 *A tous ceux qui me connaissent.*

🌸 *A mon fiancé Aymen*

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à :*

*La personne la plus chère dans le monde, la lumière de ma vie, la source de tendresse, celle qui a sacrifiée et souffert les plus belles années de sa vie pour me voir un jour réussir :*

♥♥ *Ma chère mère* ♥♥

*A mon cher père, le plus noble qui par son courage a consacré tous ses effort, et ses moyens pour m'aider à accomplir ce mémoire, et pour me faire réussir.*

🌸 *A toutes la famille **BOUSSADA***

🌸 *A mes chers Amis: Hayat,maryam,mohamad,senia,rechdi,hamza,*

🌸 *A ms sœurs :fozia ;roumissa*

🌸 *A mon très chers frères : sif din ;ala din.*

🌸 *A ma sœur et mon binôme : **sakina** qui ne pas cessé et m'encourager  
touts*

🌸 *le temps et sa respectueuse famille .*

🌸 *A tous ma promotion de **Génie Civil 2017/2018***

🌸 *A tous ceux qui me connaissent.*

🌸 *A mon marier rechdi*

## Introduction général

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics. Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes. Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- ✓ Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- ✓ Elle ne doit pas être endommagé par des événements, tels que : Explosion, Choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- ✓ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).

*Chapitre I*  
*Présentation du*  
*projet*

## I- PRESENTATION DU PROJET

### I .1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage administratif (R+5) +sous-sol.  
Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya de Batna (zone I), de sismicité faible selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A99 version 2003).

La structure de l'ouvrage est mixte en béton armé (portiques-voiles).

C'est un projet composé d'un bâtiment de R+5+sous-sol comportant :

- Le Sous-sol destiné à être comme archive (sous-terrain).
- Le RDC et les étages comprennent des locaux destinés à être utilisé comme des bureaux.

#### Caractéristiques de la structure :

##### A - Dimensions en élévation:

- ❖ Hauteur totale de bâtiment .....h= 18.36 m.
- ❖ Hauteur de RDC ..... h =3.06 m.
- ❖ Hauteur d'étage courant .....h=3 .06 m
- ❖ Hauteur d'étage sous sol.....h= 3.06 m

##### B - Dimensions en plans :

- ❖ Longueur totale ..... L long =22.10 m.
- ❖ Largeur totale..... L transe=18.20 m.

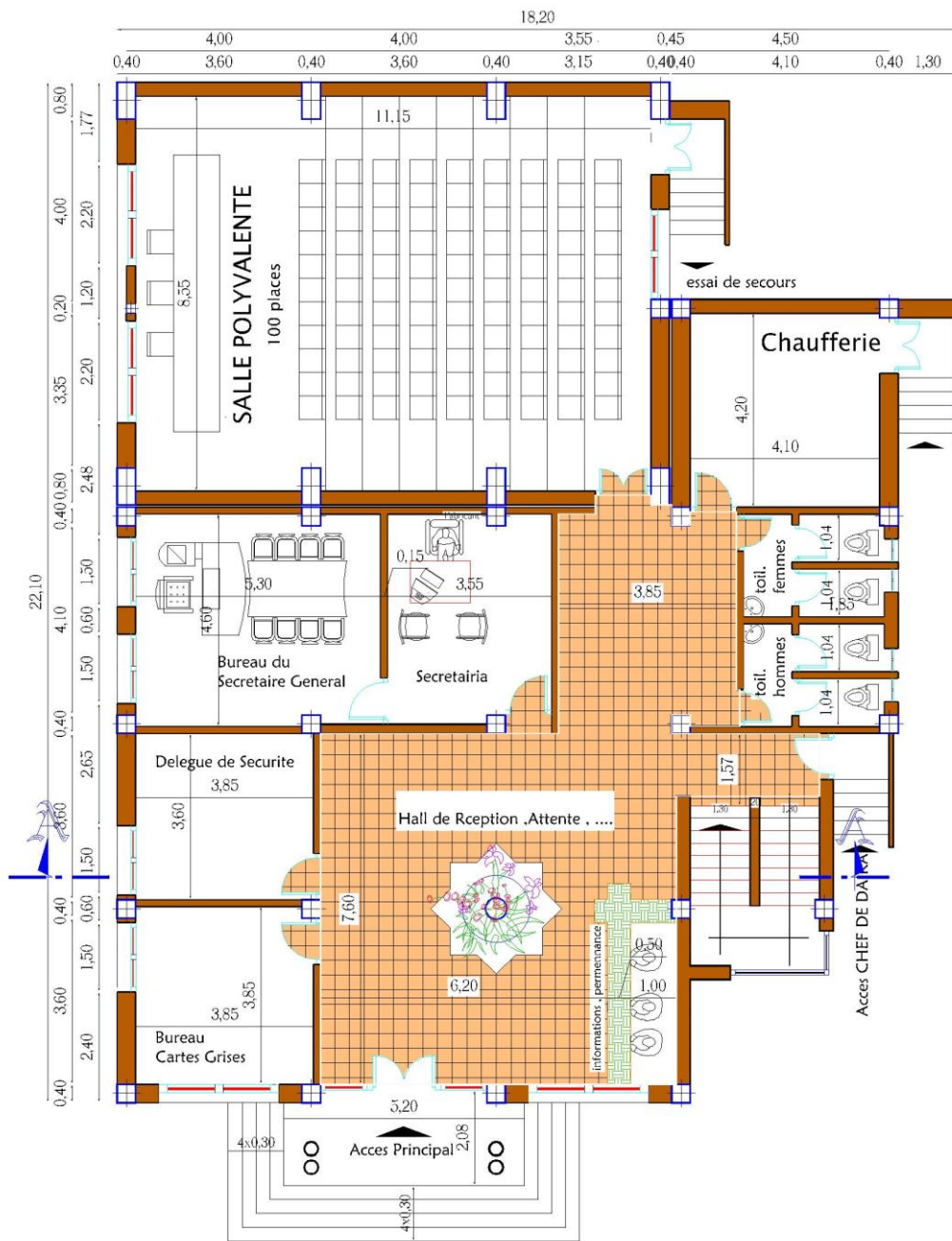
##### C-Données du site :

- ❖ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 comme zone de sismicité faible (zone I).
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- ❖ Contrainte admissible du sol  $\delta_{sol} = 1.8$  bar.

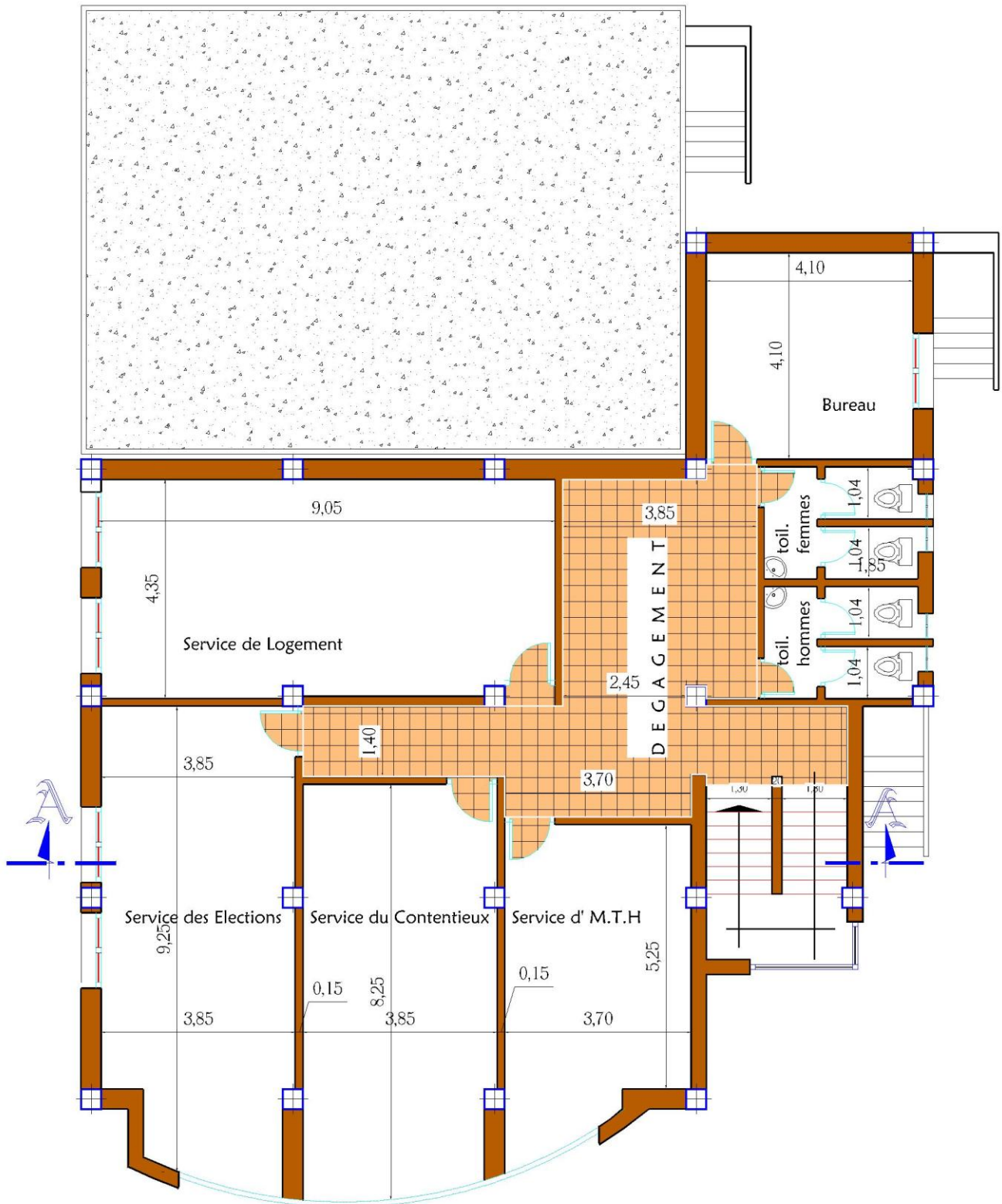
**I.2 .REGLES DE CALCUL :**

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

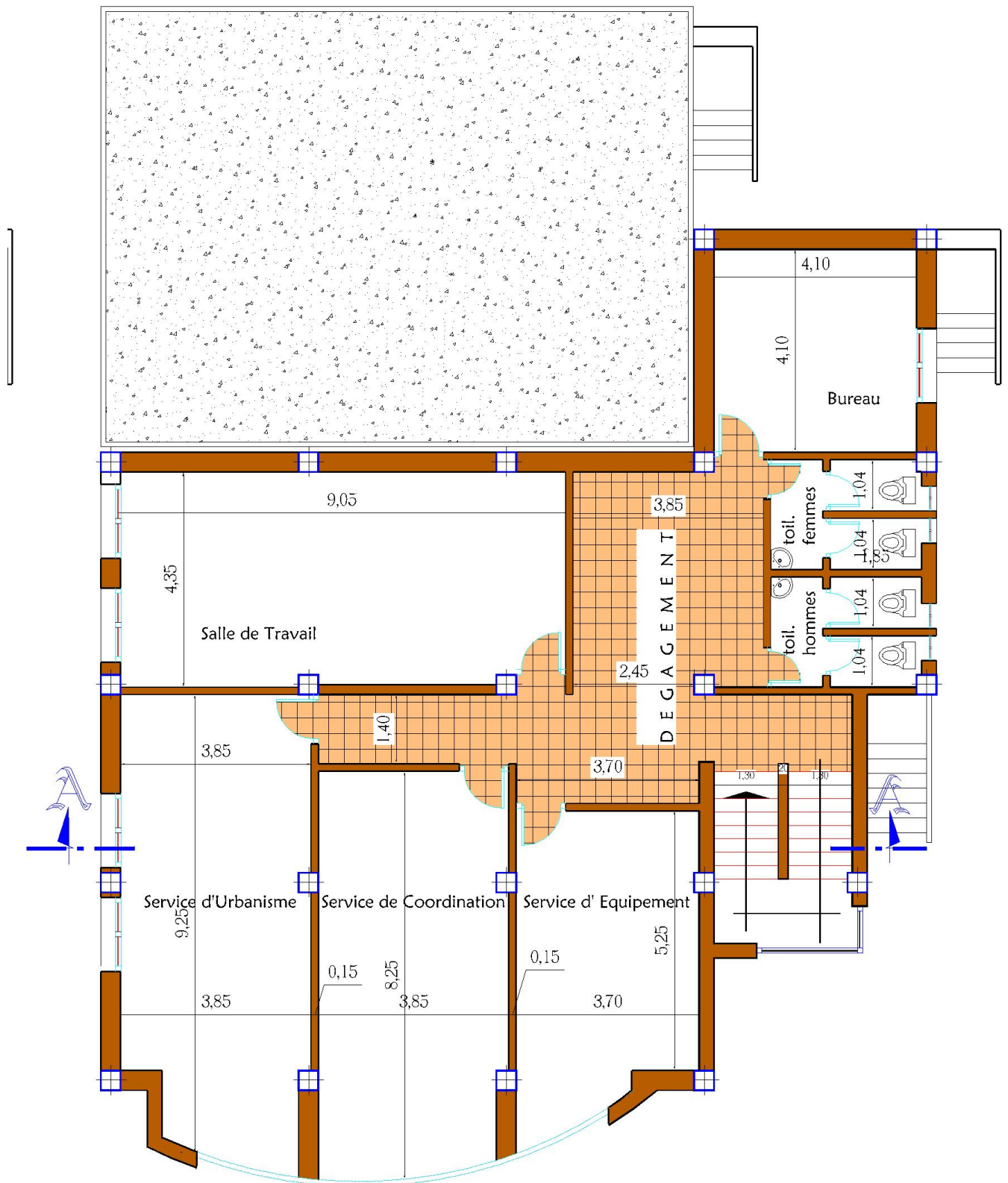
1. réglés parasismique algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
2. Charges permanentes et charges d’exploitations (DTR-BC.2.2).
3. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).



**PLAN DU REZ DE CHAUSSEE**



# PLAN DU 1ER ETAGE



# PLAN DU 2EME ETAGE

### **I.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX:**

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

**Béton Armé = Béton + Aciers**

#### **1. BETON :**

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

##### **1.1 . Compositions:**

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m<sup>3</sup> :

- Ciment 350 kg/m<sup>3</sup> (CPJ42.5) ; (HTS42.5 pour l'infrastructure).
- Gravier 800 kg/m<sup>3</sup> ( $\Phi \leq 25$  mm).
- Sable 400 kg/m<sup>3</sup> ( $\Phi \leq 5$  mm).
- Eau 180 L/ m<sup>3</sup>

##### **1.2 . Résistance Caractéristique en Compression $F_{cj}$ :** BAEL91 (art A.2.1, 11)

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm<sup>2</sup> de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

$$F_{cj} = ] J / (4,76 + 0,83J) [ f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40\text{Mpa} , \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$F_{cj} = ] J / (1,40 + 0,95J) [ f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40\text{Mpa} , \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$F_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } J > 28 \text{ jours.}$$

$$J = 28 \text{ jours, } f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$J = 28 \text{ jours, } f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

##### **1.3. Résistance Caractéristique à la Traction $F_{tj}$ :** BAEL91 (art A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ (MPA)} \quad \text{si } F_{tj} \leq 60 \text{ MPA.}$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

##### **1.4. Déformation Longitudinale du béton :** BAEL91 (art A.2.1, 2)

- $E_{ij}$ : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (art. A.2.1, 21) .

$$E_{ij} = 11000(F_{cj})^{1/3} \text{ (MPA)} ; \quad E_{i28} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,20 \text{ MPA.}$$

- $E_{vj}$ : Le module de déformation différée à j jours, qui permet de calculer la déform du béton BAEL91 (art A.2.1, 22).

$$E_{vj} = 3700(F_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3} 10818,86 \text{ MPa}$$

### 1.5. Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$  : pour le calcul des sollicitations E.L.U.

$\nu = 0,2$  : pour le calcul des déformations E.L.S.

### 1.6. Diagramme Déformation - Contrainte Du Béton (parabole rectangle):

BAEL91 (art A.4 .3, 4)

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole- rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant Le diagramme rectangulaire.

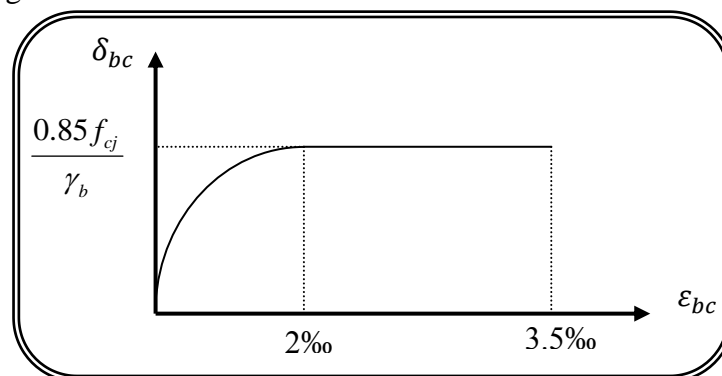


Figure I.1 : Diagramme parabole rectangle

$$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \Rightarrow$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,15$ .....Pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1,5$ .....Pour les autres cas.

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 puisque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24 h.

$$\gamma_b = 1,15 \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18,50 \text{ MPa}.$$

$$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 14.20 \text{ MPa}.$$

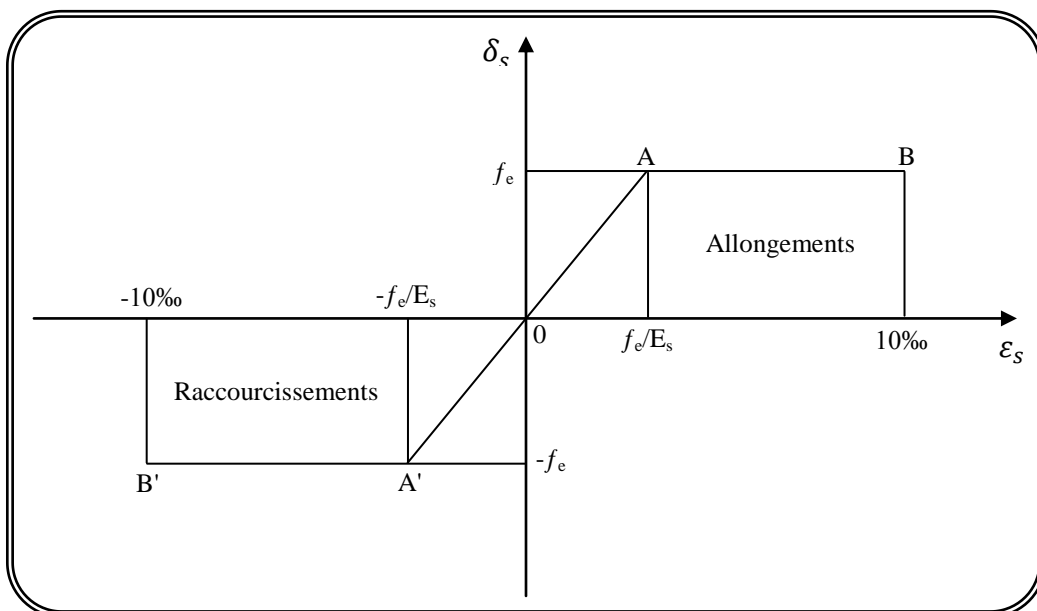
## 2. ACIER : (art. A.2.2.)

Les aciers que nous avons utilisés dans notre projet sont:

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400.
- Les ronds lisses, de nuance FeE 235.
- Treillis soudés en fils lisse TL520

### 2.1. Diagramme Déformations-Contraintes : BAEL91 (art A.2.2, 2)

Les contraintes de calcul  $\delta_s$  des armatures longitudinales sont données, en fonction des déformations  $\varepsilon_s$  de l'acier par le diagramme ci-dessous :



**Figure I.2 : Diagramme Déformation - Contrainte d'acier**

$f_e$  : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites ; on tient compte du coefficient de sécurité :  $\gamma_s$

Avec :  $\gamma_s = 1$  Pour les situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  Pour les autres cas.

### 2.2. Contrainte limite :

#### E.L.U :

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \quad \gamma_s = 1 \quad \Longrightarrow \quad \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa (Fe = 400 MPa)}.$$

$$\gamma_s = 1.5 \quad \Longrightarrow \quad \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa (Fe = 400 MPa)}.$$

**E.L.S :**

- Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant  $\bar{\sigma}_s$ .
- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ (MPa), BAEL91(artA.4.5.33) .}$$

$\eta$  : Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

$\eta = 1,6$  pour les armatures à haute adhérence ( $\Phi \geq 6$  mm)  $\langle 10 \rangle$   $\bar{\sigma}_s = 240$  MPa

$\eta = 1 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 156.67$  MPa (RL)

$\eta = 1,6 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63$  MPa (HA) .

-Si la fissuration est très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

$\eta = 1 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 130.42$  MPa (RL) .

$\eta = 1,6 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 150$  MPa (HA) .

**I.4. Hypothèse de calcul :**

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément au règlement ci-après :

- Le règlement BAEL 91 (béton armé aux états limite) basé sur la théorie des états limites

**a/Etat limites ultimes (ELU) :**

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique
- Résistance de l'un de matériaux de la structure
- Stabilité de forme

**Hypothèses :**

- les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation
- pas de glissement relatif entre le béton et l'acier
- le béton tendu est négligé dans les calculs
- l'allongement unitaire de l'acier est limité à 10/ et le raccourci ment unitaire du béton est limité à 35/ dans le cas de la flexion simple ou composées et à 2/ dans le cas de la

compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C)

### **b / Etat limites de service(ELS) :**

Constituent les frontières au-delà desquelles la condition normale d'exploitation et de la durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- ouverture des fissures
- déformation des éléments porteurs
- compression dans le béton

### **Hypothèses :**

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = 15 E_b$ ,  $n = 15$ )
- Le RPA 99/version 2003 (règles parasismiques algériennes) c'est le code de calcul

## **I.5. Conception structurelle :**

### **I.5.1 .Choix du contreventement:**

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

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

### **I.5.2.Portiques:**

- Les poutres transversales (principales)
- .les poutres longitudinales (secondaires)
- Les poteaux

**I.5.3. Plancher:**

- Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :
- Facilité de réalisation-
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes-
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique-
- Raison économique

**I.5.4. La cage d'escalier :**

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et palier de repos.

Les escaliers sont coulés sur place.

**I.5.5. Les façades :**

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques

Comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits

**I.5.6. Maçonneries :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuses:

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm.
- Les murs terrasse sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 5cm.

**I.5.7. Revêtement :**

- Enduit en ciment ou en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Etanchéité pour les plancher terrasse.

**I.6. Actions et Sollicitations :****a/ Les Actions : BAEL91 (art. A.3.1)**

Les actions sont les forces et dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

On distingue en ce moment :

- ✓ Les actions permanentes, notées  $G$ , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. au varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite
- ✓ Les actions variables, notées  $Q$ , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- ✓ Les actions accidentelles, notées  $F_A$ , provenant de phénomènes rares, tels que séisme ou chocs.

**b/ Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les moments de flexion, les moments de torsion, efforts normaux et Efforts tranchants- résultat des actions

**c/Principes et Justifications :**

Les justifications font intervenir :

- ✓ Les valeurs représentatives, prises égales en général, à leurs valeurs nominales
- ✓ Les combinaisons d'actions, qui sont spécifiques aux états limites considérés
- **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes résistance (art A.3.3,2 B.A.E.L91) :**

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'action. Dont on retient les plus défavorables :

**-Combinaison fondamentale (A.3.3 ,21):** lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{oi} \cdot Q_i$$

$\gamma_{Q1} = 1,5$  dans le cas général

$\gamma_{Q1} = 1,35$  dans les cas particuliers (température ... et)

**-Combinaisons accidentelle (A.3.3 ,22):** Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques

les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_i$$

$F_A$  = valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} \cdot Q_1$  = valeur fréquente d'une action variable.

$\sum \Psi_{2i} \cdot Q_i$  = valeur quasi permanente d'une autre action variable

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service (art A.3.3, 3) :**

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après. Dites combinaisons rares.

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

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

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

$Q_1$  = une action variable dite de base

$Q_i$  = une action variable d'accompagnement ( $i > 1$ )

$\Psi_o, \Psi_1, \Psi_2$  : Coefficient définis dans le (B.A.E .L91 article A .3.1,31)

➤ **Vérification de l'équilibre statique (art A.3.3,4-B.A.E.L91) :**

On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures, pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

➤ **Vérfications de la stabilité de forme (art A.3.3, 5-B.A.E.L91) :**

Les sollicitations de calcul a considérer et la nature des justification a présenter sont Précisées a j'article A.4.4 du règlement B.A.E.L91

# *Chapitre II*

*Pré-*

*dimensionnement*

*et Descente de*

*charge*

## II- PRE- DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

### II.1. PRE- DIMENSIONNEMENT :

#### *Introduction*

Une fois la conception est faite, c'est-à-dire la disposition des éléments porteurs verticaux et horizontaux étant choisie, il faut fixer leurs dimensions. Chaque élément doit être dimensionné, vis à vis des conditions de résistance et de déformation. Le pré-dimensionnement a pour but “ le pré-calcul “des sections des différents éléments Résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99/version2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

#### II.1.1. LES POUTRES :

##### a- Poutres Transversales (Principales) :

Les poutres principales ce sont des éléments horizontaux en béton armé, elles se transmettent les charges aux poteaux. Le pré-dimensionnement de la section transversale est donné comme suit :

✓ Condition de la portée: BAEL91

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$L_{\max}$ : la plus grand portées,  $L_{\max} = 4.5$  m

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 450 = (30 \div 45) \text{ cm.}$$

On prend :  $h = 40$  cm.

La largeur de la poutre suivant cette condition :

$$b = (0,2 \div 0,5) h.$$

$$b = (0,2 \div 0,5) 40 = (8 \div 20) \text{ cm} \quad \text{On prend : } b = 35 \text{ cm.}$$

✓ Condition R.P.A.99 : les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{35} = 1,14 < 4 \dots \text{CV.}$$

$$b_{max} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{max} = 35 \text{ cm.}$$

$$1,5 h + b_1 = 90 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres transversales

$$(35 \times 40) \text{ cm}^2$$

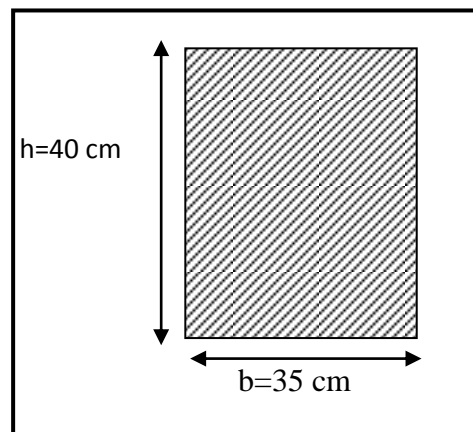


Fig. II.1 : Dimension de poutre principale.

### **b-Poutres Longitudinales (Secondaire) :**

✓ Condition de la portée: BAEL91

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{Max} \quad ; \quad L_{Max} = 4,50 \text{ m}$$

$$h = (30 \div 45) \text{ cm.}$$

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

$$b = (0,2 \div 0,5) h = (7 \div 17,5) \text{ cm. On prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

✓ Condition de R.P.A.99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,20 < 4 \dots \text{CV.}$$

$$b_{max} < 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{max} = 30 \text{ cm}$$

$$1,5 h + b_1 = 82,5 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 82,5 \text{ cm}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres longitudinales égales  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

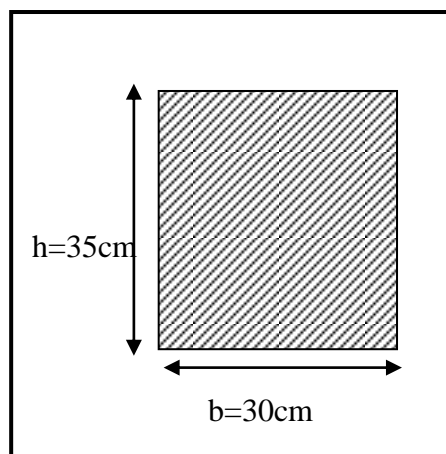


Fig. II.2. : Dimension de poutre secondaire.

### II. 1.2. LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments porteurs assure un contreventement planche poutre, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharge verticales. leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99 (version 2003)

La pré-dimensionnement des poteaux est donné comme suit :

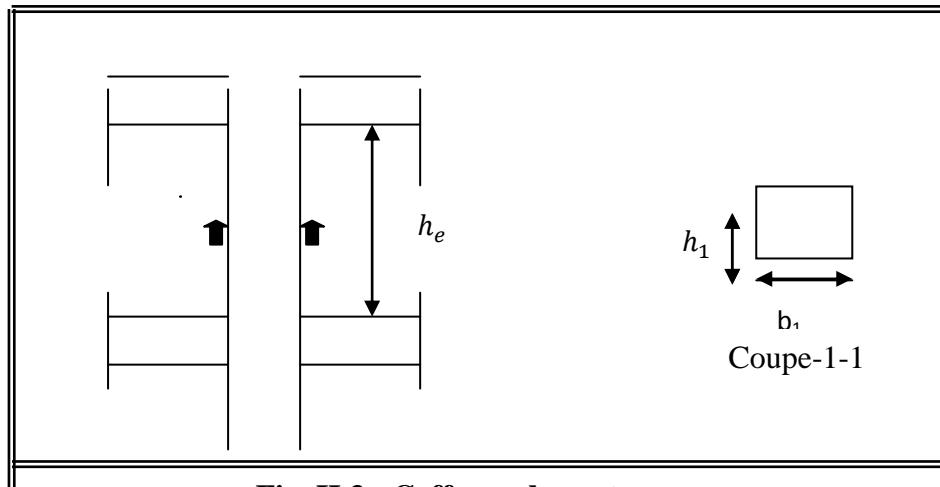
Soit :  $(b_1 = 40 \text{ cm} ; h_1 = 50 \text{ cm})$ .

✓ Selon la R.P.A.99 : Pour zone I.

$$- \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

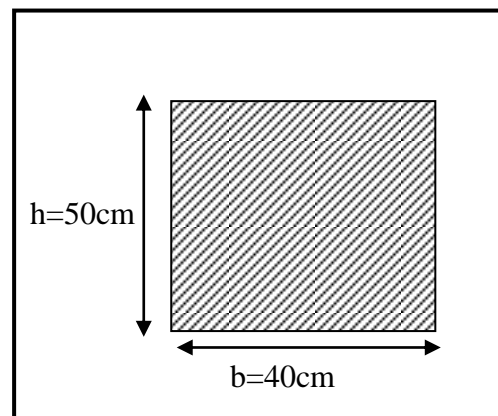
$$- \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 40 \text{ cm} > 306 / 20 = 15,3 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

$$- 1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,8 < 4 \dots \text{CV.}$$



**Fig. II.3 : Coffrage des poteaux.**

La condition de BAEL et RPA sont vérifiées .On prend les dimensions des poteaux sont  $(40 \times 50) \text{ cm}^2$ .



**Fig. II.4: Dimension des poteaux.**

### **II.1.3.LES PLANCHERS :**

Les planchers sont des surfaces planes horizontales dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction et transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs.

#### **a/ Planchers à Corps Creux :**

- Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm ; selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

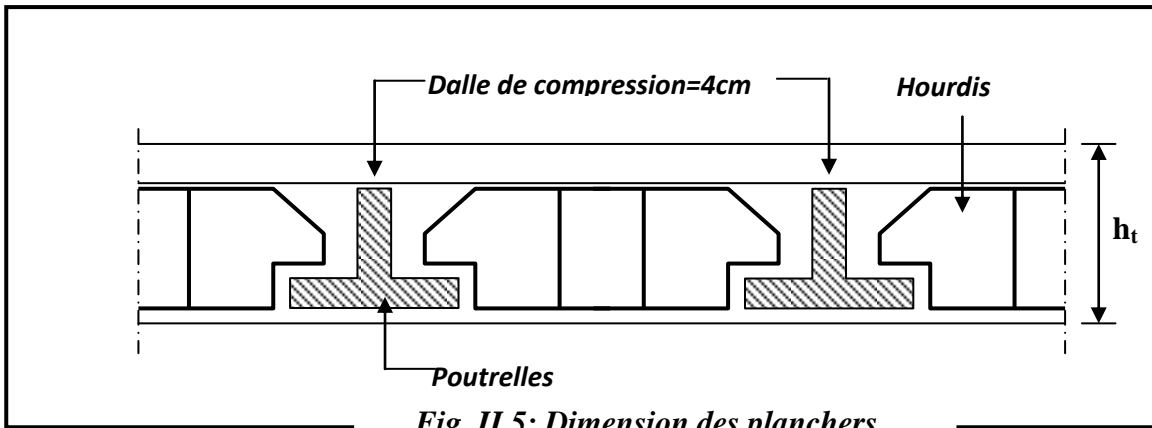


Fig. II.5: Dimension des planchers

**Condition de flèche** : BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles

le rapport  $h/L$  est au moins égal à  $1/22,5$ .

$L$  : est la plus grande portée parallèle à la poutrelle ( $L= 450$  cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 20 \text{ cm.}$$

Soit :  $h_t = 20$  cm (16+4).

**b/ Les caractéristiques géométriques des poutrelles : selon BAEL91**

$$0.3h_t < b_0 < 0.4 h_t \quad ; \quad h_t=20\text{cm}$$

$$0.3 \times 20 < b_0 < 0.4 \times 20 \quad \Rightarrow 6 < b_0 < 8$$

On a min  $b_0=10$ cm      Donc :  $b_0=10$ cm

L'hourdi choix est normalisé de hauteur 20cm et de longueur 55cm.

$$b_1 = \min \{ L/2 = 55/2 = 27,5 ; L/10 = 450/10 = 45 \} \Rightarrow$$

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$L_n$  : la distance entre nus de deux nervures.

$L$  : la longueur de nervure.

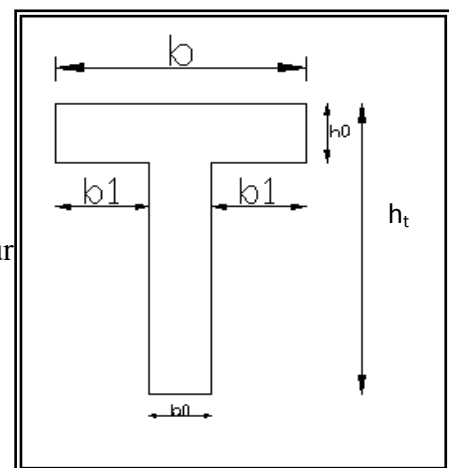


Fig. II.6: Dimensions de nervure.

$$b=2b_1+b_0=2(27,5) +10=65\text{cm}$$

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

#### **II.1.4. LES VOILES :**

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par( l'article 7.7.1) du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les charges verticales: charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales: effet de séisme et du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

✓ D'après le RPA 99 version 2003 (article 7.7.1)

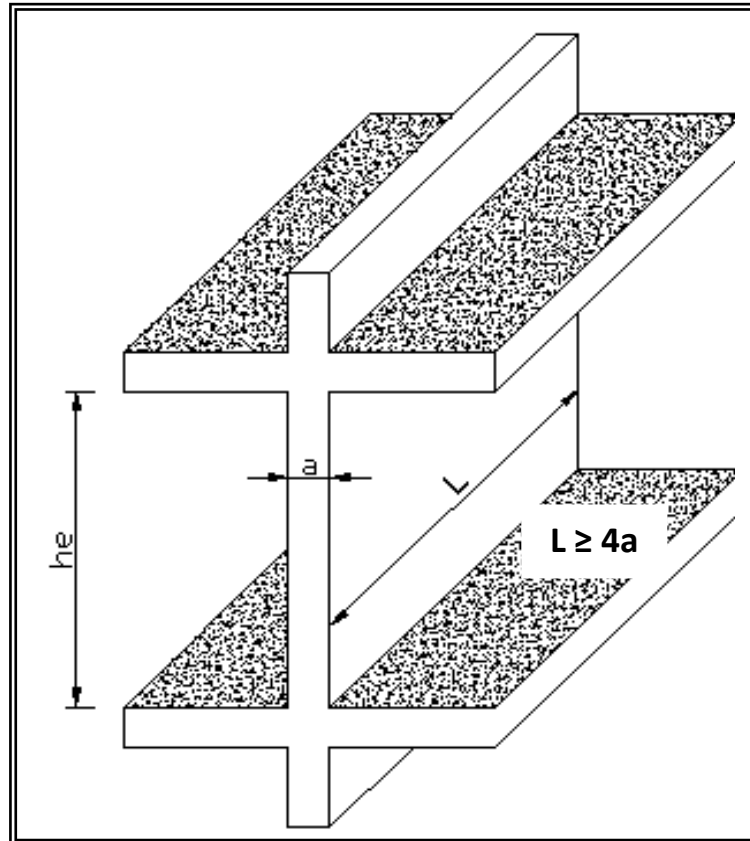
« Les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) sont considérés comme des voiles, Contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indique la figure ci-après :



**Fig. II.7: Coupe de voûte en élévation.**

S'agissant de notre projet on a pour :

$$e \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20).$$

$$h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86 \text{ m.}$$

$$e \geq h_e/20 = 286/20 = 14,3 \text{ cm.}$$

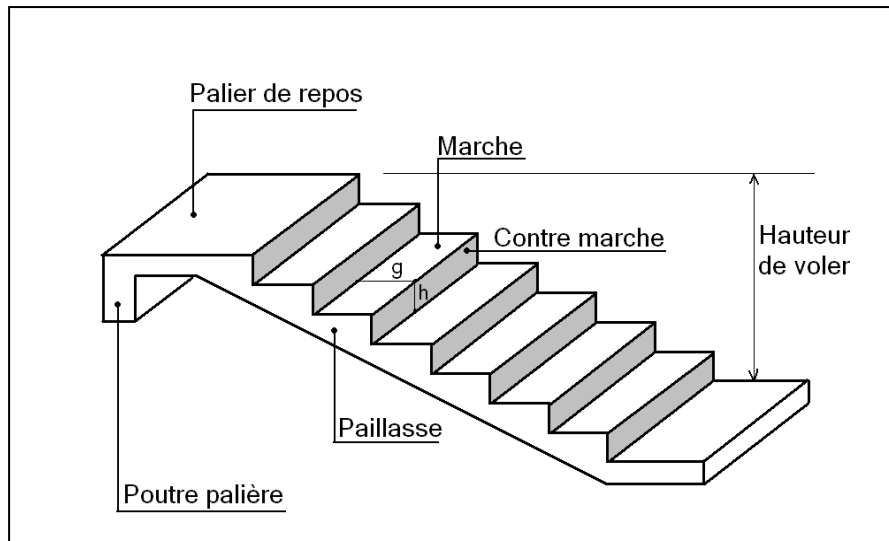
On prend l'épaisseur de voûte suivant le RPA99 :  $e = 20 \text{ cm}$

### **II.1.5. L'ESCALIER :**

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux. Les composantes de cet élément sont :

- Les volées : la partie inclinée de l'escalier.
- Le palier de repos : la partie horizontale de l'escalier.
- Les marches : la partie horizontale de gradins constituant l'escalier.
- Les contre marche : la partie verticale de ces gradins.
- Poutre palier : est un appui pour l'escalier elle est encastree à ces extrémités.

- La ligne de foulée est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier.
- ✚ Pour déterminer le dimensionnement de l'escalier utilise la formule de **BLONDEL**



**Fig. II.8 :Schéma d'un escalier.**

Après la formule de BLONDEL :  $59 \leq g+2h \leq 66$  (en cm).

- Condition d'accès facile : [8]

Pratiquement : la hauteur  $h$  :  $14 \leq h \leq 18$  cm .

la largeur  $g$  :  $25 \leq g \leq 32$  cm .

On prend :  $h = 17$  cm ;  $g = 30$  cm.

La formule très empirique qui les lie est :

$$2h + g = m \quad \text{avec} \quad 60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } 60 \text{ cm} \leq m = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

- Le nombre des contremarches :  $n = H / h$

$$n = 153 / 17 = 9$$

Pour une volée  $n = 9$

Pour deux volées  $n = 18$

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

$$D'où : e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max}$$

$$L = l' + l_{\text{palier de repos}}$$

$$\text{- volé (1): } l' = \sqrt{(240)^2 + (153)^2} = 240 \text{ cm}$$

$$L = l' + l_{\text{palier}} = 240 + 143 = 383 \text{ cm}$$

$$\text{- volé (2): } l' = \sqrt{(240)^2 + (153)^2} = 240 \text{ cm}$$

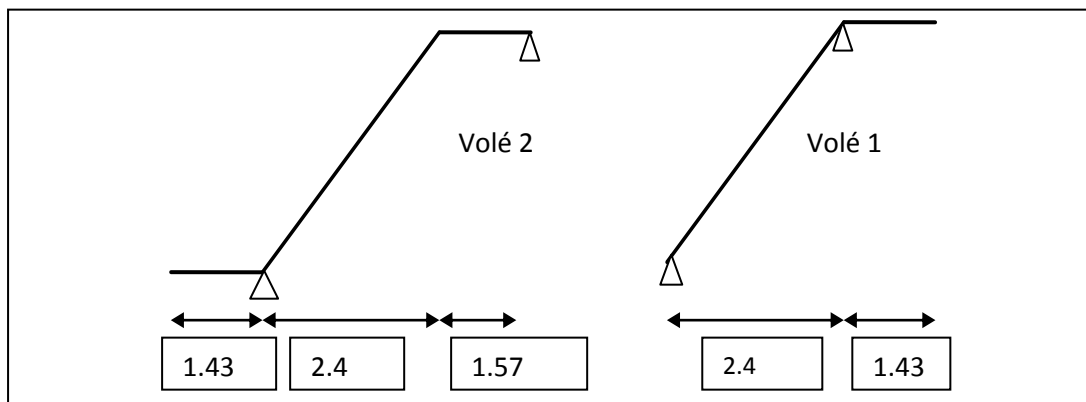
$$L = l' + l_{\text{palier(1)}} + l_{\text{palier(2)}} = 240 + 143 + 157 = 540 \text{ cm}$$

Donc  $L_{\max} = 540 \text{ cm}$ .

$$e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 540 = (18 \div 27)$$

$$e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot 425.44 = (14.18 \div 21.27)$$

$$e = 16 \text{ cm}$$



**Fig.II.9 : schéma statique de l'escalier**

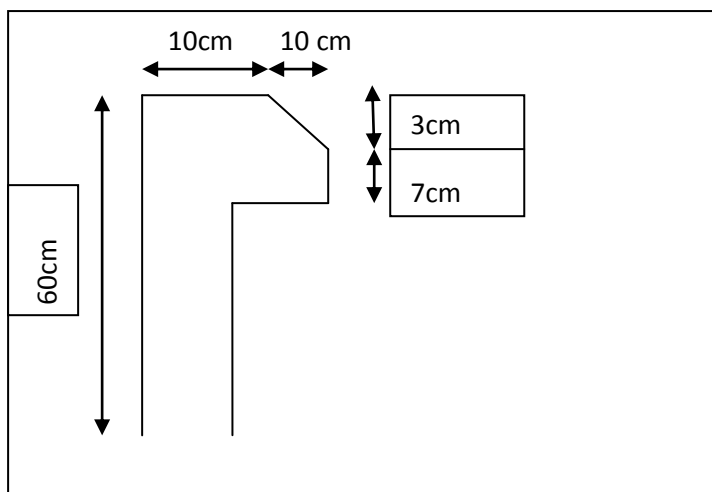
### **II.1.6. Acrotère :**

L'acrotère, c'est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé. Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration d'eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

**Mode de travail :**

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "G" appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre.



+

**Fig.II.10 : Dimensions d'acrotère.**

**II.1.7. CONSOLE :**

$$h \geq \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{max} \quad L_{max} = 1.20 \text{ m}$$

$$h \geq (8 \div 12)$$

Donc on prend  $h = 15 \text{ cm}$

**II.2. EVALUATION DES CHARGES****Introduction**

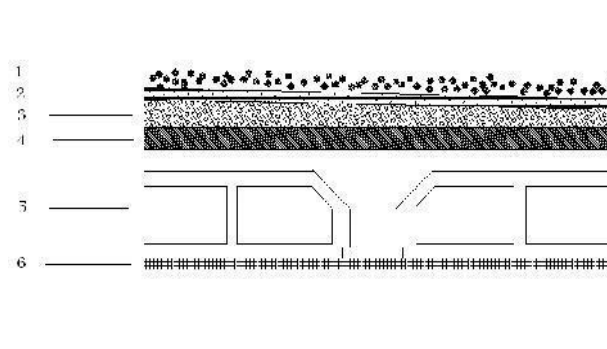
L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- ◆ Les charges permanentes (**G**).

- ◆ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

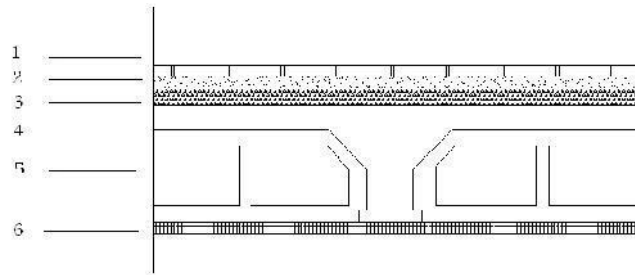
**II.2.1.PLANCHER TERRASSE :**



**Fig.II.11 : Plancher terrasse .**

Plancher terrasse		Epaisser (cm)	Poids vol (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surf (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé de protection	5	20	1
2	Étanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	10	20	2.0
4	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
5	Plancher à corps creux	20	-	2.8
6	Enduit de plâtre	2	10	0.2
<b>Charge Permanente total</b>				<b>G=6.21</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q=1,00</b>

**Tab. II.1 :** Evaluation des charges (Plancher terrasse)

**II.2.2. PLANCHER ETAGE COURANT:****Fig.II.12 : Plancher étage courant**

Plancher étage courant		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surf (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloisons légères	-		1
2	Carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.4
4	Plancher à corps creux	20	-	2.8
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
6	Lit de sable	2	18	0.36
<b>Charge Permanente total</b>				<b>G=5.20</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q=2,5</b>

**Tab. II.2 :** Evaluation des charges (Plancher courant)

**II.2.3. BALCON:****a-Terrasse :**

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0,04	20	0.8
2	Etanchiété multicouches	0,02	6	0.12
3	Isolation thermique	0,04	4	0.16
4	Béton de pente	0,05	22	1.1
5	Plancher dalle pleine	0,14	25	3.5
6	Enduit en plâtre	0,01	10	0.1
<b>Charge permanente</b>				<b>G=5.78</b>
<b>Surcharge d'exploitation.</b>				<b>Q = 1</b>

**Tab. II.3 :** Evaluation des charges(balcon)**b/Etage courant :**

Couche		Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge(KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.14
2	Mortier de pose	0.04	22.5	0.9
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
6	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
7	Cloisons	/	/	0.5
<b>Charge Permanente total</b>				<b>G=6</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q=3.5</b>

**Tab. II.4 :** Evaluation des charges(balcon courant)

**II.2.4. LES ESCALIES :****a- Palier :**

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Charges k(N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage+mortier de pose	0,03	20	0.6
2	Poids de palier	0,16	25	4
3	Poids des gardes corps			0.2
				<b>4.80</b>

**Tab. II.5 :** Evaluation des charges(Palier)**b- Paillasse :**

Constituants du Paillasse	Masse volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Chargement Surfaccique (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Poids des marches	20	0.02	0.40
Dalle Pleine (Paillasse)	11	0.17	1.87
Enduit en plâtre	25	0.15	3.78
Garde Corps	10	0.12	0.2
<b>Charge Permanente total</b>			<b>G=6.69</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q=2.5</b>

**Tab. II.6 :** Evaluation des charges(Paillasse)**II.2.5. L'acrotère :****a/ Evaluation des charges :**

G: poids de l'acrotère par mètre linéaire.

$$G = (0,1 \times 0,6 + [(0,07 + 0,1)/2] \times 0,1)25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

**b/ Évaluation des surcharges :**

-D'après D.T.R BC 2.2 :

Q = 1KN/ml (plancher terrasse inaccessible).

-D'après RPA99:

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule:  $F_p = 4.A.c_p.W_p$ .

-A= coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés, dans notre projet (zone IIa, groupes d'usage 2), on a  $A = 0,15$ .

- $C_p$  : facteur de force horizontale variant entre (0,3 et 0,8) obtenu du tableau (6.1) élément en console,  $c_p = 0,8$ .

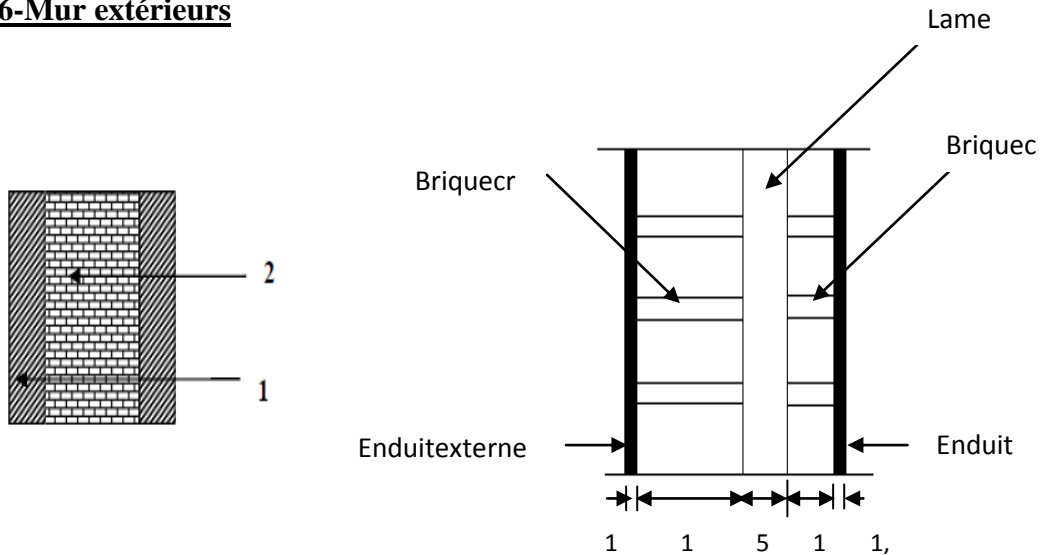
$W_p$  : poids propre de l'acrotère  $W_p = 1.71\text{kN/ml}$ .

Donc :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot c_p \cdot w_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.71 = 0.82\text{kN/ml}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1\text{ kN/ml}$$

**II-2-6-Mur extérieurs**



**Fig.II.13 : Mur extérieurs**

N°	Designations	e (cm)	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Enduit	2	0.40
2	Briques creuses	10	0.90
3	Briques creuses	15	1.30
<b>Charge Permanente total</b>			<b>G=2.60KN/ m<sup>2</sup></b>

**Tab. II.7 : Evaluation des charges(mur)**

**II.3.Descente des charges:**

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

- Charge permanente "G"
- Charge d'exploitation "Q"

✓ **La loi de dégression des charges:** (D.T.R.B.C article 63)

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour le toi ou terrasse :  $Q_0$

Pour le dernier étage :  $Q$

Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,9Q$

Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0,5Q$  (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

**Poteau central :**

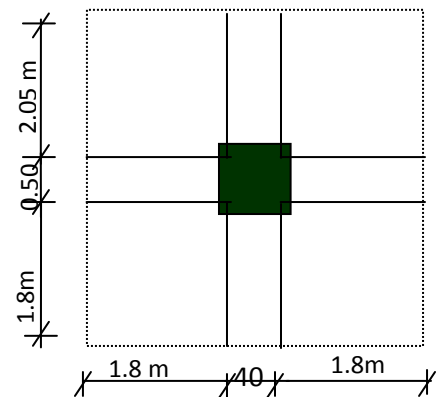
**Surface afférente :**

$$S_G = (2.05+1.8) \times (1.8+1.8) = 13.86m^2$$

$$S_Q = ((2.05+1.8) + 0.4) \times (1.8+1.8) + 0.5$$

$$S_Q = 17.42m^2$$

$$S_{Q1} = 17.42 - (0.40 \times 0.50) = 17.22m^2$$



Niveau	Elements	G (KN)	Q(KN)
N1-1	Plancher terrasse : $(6.21 \times 17.42) = 108.17$ Poutre principale : $(0.35 \times 0.40 \times 3.85) \times 25 = 13.47$ Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35 \times 3.6) \times 25 = 9.45$	<b>131.09</b>	<b><math>17.42 \times 1 = 17.42</math></b>
N2-2	Venant 1-1 : 131.09 Poteau : $(0.40) \cdot (0.50) \cdot (3.06) \cdot 25 = 15.3$	<b>146.39</b>	<b>17.42</b>
N3-3	Venant 2-2 : 146.39 Plancher. E.C : $5.20 \times 13.86 = 72.07$ Poutre principal $(0.35 \times 0.40 \times 3.85) \times 25 = 13.47$ Poutre secondaires $(0.30 \times 0.35 \times 3.6) \times 25 = 9.45$	<b>241.38</b>	<b><math>17.42 + (17.22 \times 2.5) = 60.47</math></b>
N4-4	Venant 3-3 : 241.38 Poteau : $(0.40) \cdot (0.50) \cdot (3.06) \cdot 25 = 15.3$	<b>256.68</b>	<b>60.47</b>
N5-5	Venant 4-4 : 256.68 P.E.C + PP + PS = 94.99	<b>351.67</b>	<b><math>60.47 + (43.05 \times 0.9) = 104.42</math></b>
N6-6	Venant 5-5 : 351.67 Poteau : $(0.40) \cdot (0.50) \cdot (3.06) \cdot 25 = 15.3$	<b>366.97</b>	<b>104.42</b>
N7-7	Venant 6-6 : 366.97 P.E.C + PP + PS = 94.99	<b>461.96</b>	<b><math>104.42 + (43.05 \times 0.8) = 138.86</math></b>

N8-8	Venant 7-7: 461.96 Poteau : (0,40).(0,50).(3.06).25 = 15.3	477.26	138.86
N9-9	Venant 8-8 :477.26 P.E.C + PP + PS =94.99	572.25	138.86+(43.05x0.7)=168.99
N10-10	Venant 9-9: 572.25 Poteau : (0,40).(0,50).(3.06).25 = 15.3	587.55	168.99
N11-11	Venant 10-10 : 587.55 P.E.C + PP + PS =94.99	682.54	168.99+(43.05x0.6)=194.82
N12-12	Venant 11-11:682.54 Poteau : (0,40).(0,50).(3.06).25 = 15.3	697.84	194.82
N13-13	Venant 12-12 : 697.84 P.E.C + PP + PS =94.99	792.83	194.82+(43.05x0.5)=216.34
N14-14	Venant 13-13: 792.83 Poteau : (0,40).(0,50).(3.06).25 = 15.3	808.13	216.34

Tab. II.8 : descente des charges

**II.3.2.Calcul des sollicitations:**

Poteau	G (KN)	Q (KN)	Nu=1.35G+1.5Q (KN)	Ns=G+Q (KN)
central	808.13	216.34	1415.49	1024.48
	808130(N)	216340(N)	1415490(N)	1024480(N)

Tab. II.9 : calcul des sollicitation

**II.3.3.VERIFICATION DE LA SECTION DE POTEAU : BAEL91 (B.8.4,1)**

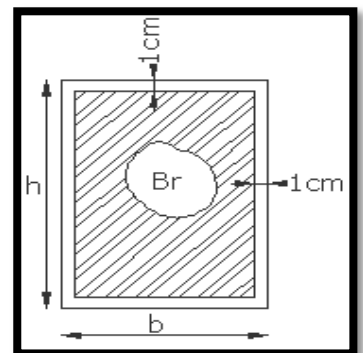
L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur

suivante : 
$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

-  $N_u = 1,35G+1,5Q$

-  $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$ .

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$



$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.06 \Rightarrow L_f = 2.14 \text{ m}$$

$$b = h \rightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.50} = 14.82$$

$$\lambda = 14.82 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow \alpha = 0.82$$

- $B_r$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2)(50-2) = 1824 \text{ cm}^2$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

- $A$  : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max ( A_{\min}^{\text{BAEL}} , A_{\min}^{\text{RPA}} )$$

$$B = 40 \times 50 = \Rightarrow B = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B ) \Rightarrow A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max( 4 \text{ cm}^2/\text{m} ; 3.2 \text{ cm}^2 ) \Rightarrow A_{\min}^{\text{BAEL}} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.7 \% B \quad (\text{zone I}) \Rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 14 \text{ cm}^2$$

**-Tableau récapitulatif :**

Niveau	$N_u$ (N)	$A_{\min}^{\text{BAEL}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{\text{RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (N)	Condition
RDC+5	1415490	4	14	14	1824	4138504.35	Verifier

**Tab. II.10 :** Tableau récapitulatif :

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages

- RDC+sous-sol+5 étages : (40×50) cm<sup>2</sup>.

*Chapitre III*  
*Ferraillage des*  
*éléments*  
*secondaires*

### **III-FERRAILAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

#### **Introduction**

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constrictives de la réglementation parasismique Algérien.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère
- Les planches
- Les balcons
- Les escaliers

#### **III.1-L'acrotère**

Il sera calculé comme une console encastrée à niveau de la planche terrasse, travail à la flexion composée. Cet élément soumis à effort horizontal  $G$ , effort normal  $Q$  et moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement.

##### **a/ Mode de réalisation:**

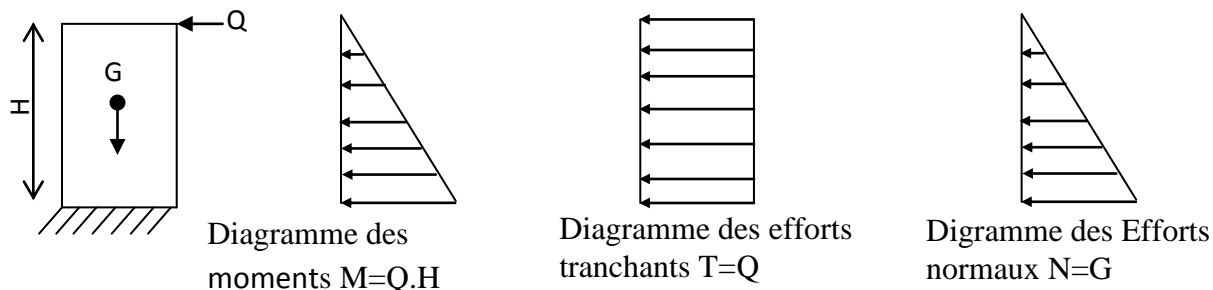
Elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre  $G$ .
2. La surface horizontale due à la main courante

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur :  $b=100\text{cm}$
- Hauteur :  $H=60\text{cm}$
- Epaisseur :  $e=10\text{cm}$

**b/ Schéma statique :**



**Fig. III.1 : Schéma statique 1**

**c/Combinaison de charge :**

✚ L'ELU : la combinaison est  $1.35G+1.5Q$

Effort normal de compression :  $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1712.5 = 2311.88N$

Moment d'encastrement :  $M_u = 1.5Qh = 1.5 \times 1000 \times 0.6 = 900N.m$

Effort tranchant :  $T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1000 = 1500N$

✚ L'ELS : la combinaison est  $G+Q$

Effort normal de compression :  $N_s = G = 1712.5N$

Moment d'encastrement :  $M_s = Q \times h = 600N.m$

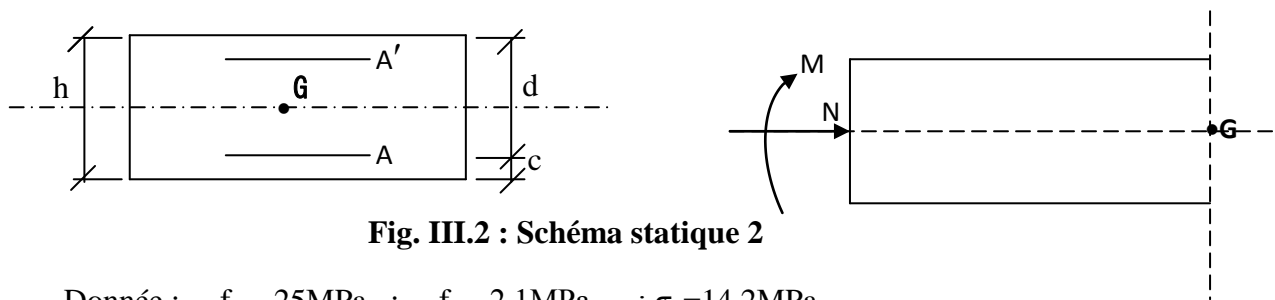
Effort tranchant :  $T = Q = 1000N$

**d/ Tableau de récapitulatif :**

	N (N)	M (N.m)	T (N)
ELU	2311.88	900	1500
ELS	1712.5	600	1000

**Tab. III.1 : Tableau de récapitulatif**

**e/Ferrailage :**



**Fig. III.2 : Schéma statique 2**

Donnée :  $f_{c28} = 25MPa$  ;  $f_{t28} = 2.1MPa$  ;  $\sigma_b = 14.2MPa$

$E_s = 400MPa$  ;  $\sigma_s = 348MPa$

$b = 100cm$  ;  $h = 10cm$  ;  $d = 7.5cm$  ;  $\delta = \delta' = 2.5cm$

**f/ Déterminer les armatures longitudinales :**

**ELU :**

-Calcul de l'excentricité :

$$e_u = M_u / N_u = 900 / 2311.88 = 38.93 \text{ cm}$$

$$h / 2 - \delta = 5 - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

Alors :  $38.93 > 2.5$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures

$$M_A = e_A \times N_u = 41.43 \times 2311.88 = 95781.19 \text{ N} \quad e_A = e_u + (h / 2 - \delta) = 41.43$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

-Section en flexion simple :

$$\varepsilon_l = f_c / (E \cdot \gamma_s) = 1.739 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = 3.5 / (3.5 + 1000 \varepsilon_l) = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.39$$

$$\mu = M_A / b d^2 \sigma_b = 0.012$$

$$\mu < \mu_1 \quad (A_{SC} = 0, A_{st} \neq 0)$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.015 \quad , \quad \beta = 1 - 0.4 = 0.994$$

$$A_{st1} = M_A / \beta d \sigma_s = 0.369 \text{ cm}^2$$

-Section en flexion composé :

La section réelle des armatures :  $A_{st} = A_{st1} - N_u / 100 \sigma_s = 0.303 \text{ cm}^2$

• **Condition de no fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 f_{t28} b d / f_e = 0.906 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max \{ A_u, A_{\min} \} = 0.906 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$  (4HA12)

- **ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries : Donc

- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- position de l'axe neutre

$$b/2y_1 - n \cdot A_{st} (d - y_1) = 0 \Rightarrow y_1 = 2.19 \text{ cm}$$

-moment d'inertie

$$I = b/3y_1^3 + n \cdot A_{st} (d - y_1)^2 = 3055.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = M_{ser} / I y_1 = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot M_{ser} (d - y) / I = 33.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \} = \{ 266.67 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

$$\tau = v_u / b_0 d = 1500 / 1000 \times 75 = 0.02 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau} = \min \{ 0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} = \min \{ 2.5 ; 4 \}$$

$$\bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les armatures ne sont pas nécessaires.

**1. les armatures de réparation :**

$$A/2 \leq A^r \leq A/4 \Rightarrow A^r = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A^r_{adp} = 5 \text{ HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

**2. les espacements entre les armatures :**

D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$S_t^l < \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \} \quad S_t^r < \min \{ 4h ; 45 \text{ cm} \}$$

- les armatures longitudinales :

$$S_t = 100 / 4 = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- les armatures transversales :

$$S_t = 60 / 4 = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

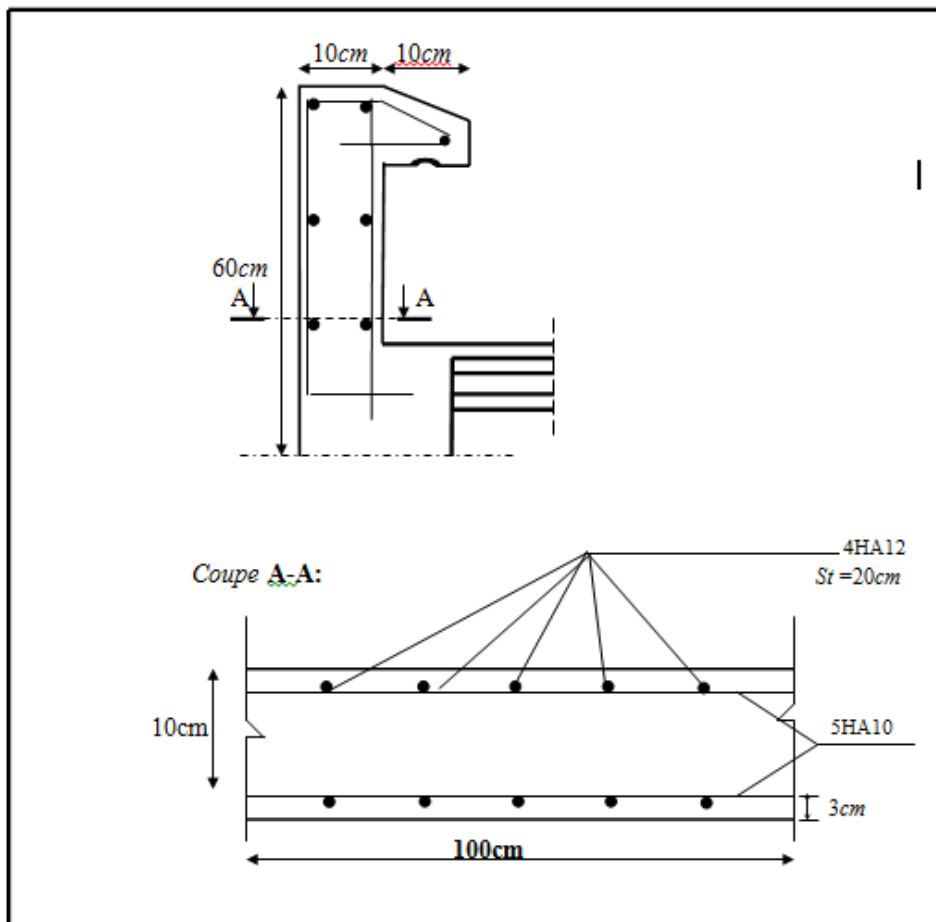
présentation de ferrailage

Fig. III.3 : schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Les Planchers:

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Dans notre étude, on a choisis des planchers en corps creux dont les entrevous s'appuient sur les poutrelles (nervures) les quelles reposent sur les poutres principales, l'ensemble est solidarisé par une dalle de 4 à 6cm d'épaisseur et armée par du treillis soudé. Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont regroupées dans le tableau ci-après

Planche	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> =0.65 (1.35G+1.5Q)	q <sub>s</sub> =0.65 (G+Q)
Terrasse	6.21	1.00	6.42	4.69
E. courant	5.20	2.50	7.01	5.01

Tab. III.2 : Les charges G et les surcharges Q

**III.2.1. Méthode simplifiée de calcul des planchers: (méthode forfaitaire)****III.2.1.1. Domaine d'application :**

D'après les règles B.A.E.L83 ..... Page 298

On va utiliser la méthode forfaitaire si les conditions d'application sont remplies.

Les conditions d'applications de cette méthode sont les suivantes :

- 1- la valeur nominale de la charge d'exploitation (avant application de tout coefficient de majoration) est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou' de 5000 N/m<sup>2</sup>
- 2- les moments d'inerties sont les même dans les différentes travées.
- 3- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- 4- la fissuration considérée est non préjudiciable.

**III.2.1.2. Principe de la méthode forfaitaire:**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées  $M_t$  et des moments sur appuis  $M_g$  et  $M_d$ . Si on note par:

$M_0$  : le moment maximal dans la travée indépendante.

$M_t$  : le moment maximal dans la travée étudiée .

$M_d$  : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée

$M_g$  : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée

le rapport entre les charges d'exploitations et la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation

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

On prend pour les appuis une valeur absolue du moment au moins égale à:

- ✓  $0.6 M_0$ : dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à deux travées.
- ✓  $0.5 M_0$  : dans les cas des appuis voisins des rives d'une poutre à plus de trois travées.
- ✓  $0.4 M_0$ : dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.

Et pour les moments :

Travée de rive	Travée intermédiaire
$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$	$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$
$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0$	$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0$
$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$	$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$

**Tab.III.3 :** les moments E Travées

### III.2.1.3. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$Q \leq \text{MAX}\{2G; 5000N/m^2\}, Q = 1KN/m^2 \leq \{2G = 12.42 KN/m^2; 5KN/m^2\}$$

$$Q \leq \text{MAX}\{2G; 5000N/m^2\}, Q = 2.5KN/m^2 \leq \{2G = 10.40 KN/m^2; 5KN/m^2\}$$

-Les moments d'inertie constante.....vérifié

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.....vérifiée

-L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.....vérifié

-Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.....vérifié

→ Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.21} = 0.13 \quad \text{Plancher terrasse}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.2} = 0.32 \quad \text{Plancher étage courant}$$

### III.2.1.4. L'effort tranchant:

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche ( $T_g$ ) et pour l'appui droit ( $T_d$ ) est Donnée par les expressions suivantes

$$T_w = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}; T_d = \frac{-p \times L}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

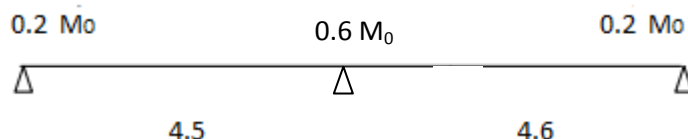
Avec  $T_0 = \frac{ql}{2} \Rightarrow$  destine l'effort tranchant et L la longueur de la portée considéré

**III.2.2. Calcul des sollicitations:**

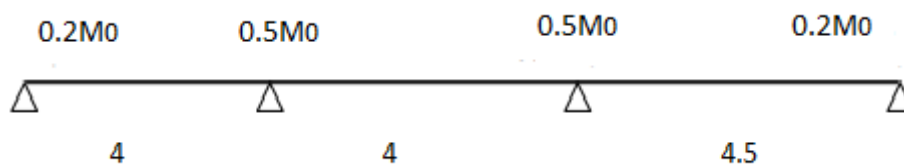
**III.2.2.1. Les différents types des nervures :**

Pour chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolue des moments fléchissant de référence ( $M_0$ ) calculée a gauche de l'appui concédée.

A/Premier type :



B/Deuxième type :



**A-Planche terrasse:**

✓ **ELU :**

Plancher Terrasse		ELU							
Type	Travée	L(m)	$M_0$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_0$ (KN)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
1	A-B	4,5	16,25	10.18	3.25	10.56	14,45	15.99	-15.99
	B-C	4.6	16.98	3.39	10.18	11.05	14.76	13.28	-13.28
2	A-B	4	12.84	6.42	2.56	8.99	12.85	13.81	-13.81
	B-C	4	12.84	6.42	8.13	6.67	12.85	12.42	-12.42
	C-D	4.5	16.25	3.25	8.13	11.37	14.45	13.66	-13.36

**Tab. III.4 :** Plancher terrasse (ELU)

✓ **ELS :**

Plancher Terrasse		E L S							
Type	Travée	L(m)	M <sub>0</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>0</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>
			(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN)
1	A-B	4,5	11.87	7.44	2.37	7.55	10.55	11.68	- 11.68
	B-C	4.6	12.4	2.48	7.44	8.11	10.79	9.71	- 9.71
2	A-B	4	9.38	4.69	1.87	6.57	9.38	10.10	- 10.10
	B-C	4	9.38	5.93	4.69	4.87	9.38	9.69	- 9.69
	C-D	4.5	11.87	2.37	5.94	8.31	10.55	9.86	- 9.86

**Tab.III.5 :** Plancher terrasse (ELS)**B- Plancher étage courant :**✓ **ELU:**

Plancher Courant		E L U							
Type	Travée	L(m)	M <sub>0</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>0</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>
			(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN)
1	A-B	4.5	17.74	11.12	3.55	12.10	15.77	17.45	-17.45
	B-C	4.6	18.54	3.71	11.12	12.89	16.12	14.51	-14.51
2	A-B	4	14.02	7.01	2.8	10.46	14.02	15.07	-15.07
	B-C	4	14.02	8.87	7.01	7.78	14.02	15.88	-15.88
	C-D	4.5	17.74	3.55	8.87	13.23	15.77	14.59	-14.59

**Tab.III.6:** Planche étage courant (ELU)

✓ **ELS :**

Plancher Courant		ELS							
Type	Travée	L(m)	M <sub>0</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>0</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
			(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN)
1	A-B	4,5	12.68	7.61	2.54	8.83	11.27	12.40	-12.40
	B-C	4.6	13.25	2.65	7.95	9.44	11.52	10.36	-10.36
2	A-B	4	10.02	5.01	2.00	7.42	10.02	10.77	-10.77
	B-C	4	10.02	6.34	5.01	5.49	10.02	10.35	-10.35
	C-D	4.5	12.68	2.54	6.34	9.46	11.27	10.42	-10.42

**Tab.III.7:** Planche étage courant (ELS)**C- Les moments et les efforts de calcul:**

Etage	Type	E L U			E L S		
		M <sub>appui</sub> (KN.m)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>appui</sub> (KN.m)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)
<b>plancher terrasse</b>	<b>1</b>	10.18	11.05	15.99	12.4	8.11	11.68
	<b>2</b>	8.13	11.37	13.81	11.87	8.31	10.10
<b>Plancher étage courant</b>	<b>1</b>	18.54	12.89	17.45	13.25	9.44	12.40
	<b>2</b>	8.87	13.23	15.88	6.34	9.46	10.77

**Tab.III.8 :** Les moments et les efforts (ELU et ELS)

**III.2.3. Ferrailages des nervures:****III.2.3.1. Plancher Terrasse :****A- Vérifications a E L U:**

$$M_{t_{max}} = 11.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{max}} = 10.18 \text{ KN.m}$$

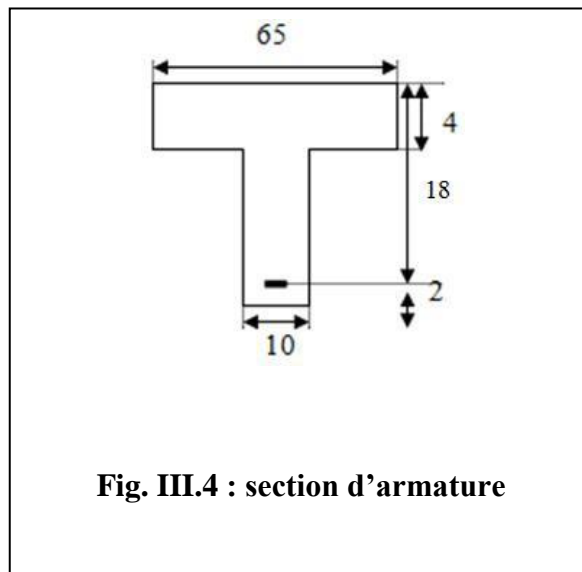
$$T_{max} = 15.99 \text{ KN}$$

L'enrobage :

$$c \geq c' + \frac{\emptyset}{2}$$

$$C'=1 \quad \emptyset = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2$$

$$C=2$$



**Fig. III.4 : section d'armature**

✓ **En Travée :**

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$\sigma'_b = \frac{10.85 \times 25}{1.5} = 14.2$$

$$M_0 = bh_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma'_b = 65 \times 4(18 - 2)14.2 = 59.07$$

$$M_0 > M_{t_{max}} = 11.3$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b$ .

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11.37 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0380 \rightarrow \mu < \mu_l = 0.399$$

(Pas d'armature comprimée)  $\rightarrow (A' \neq 0)$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0507$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

$$A^u = \frac{M}{\sigma'_s \times d \times \beta} = \frac{11.37 \times 10^3}{348 \times 18 \times 0.979} = 1.77 \text{ cm}^2$$

✓ **Sur Appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$M_{amax} = 10.18$$

D'après le diagramme de ferrailage on a :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10.18 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.2} = 0.221 \rightarrow \mu < \mu_l = 0.399$$

(Pas d'armature comprimée)  $\rightarrow (A' \neq 0)$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.316$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.873$$

$$A^u = \frac{M_a}{\sigma'_s \times d \times \beta} = \frac{10.18 \times 10^3}{348 \times 18 \times 0.873} = 1.86 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :** BAEL (A.4.2,1)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ **En Travé :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 18 \times 65 \frac{2.1}{400} = A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

✓ **Sur Appuis :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 18 \times 10 \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

- **Procentage minimal:** BAEL91 (art B.6.4) :

$$\text{En Travée: } A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis: } A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$$

**Tableau Récapitulatif:**  $A = \max(A^u ; A_{min} ; A'_m)$

Eléments	$A^u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_M \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	1.77	1.41	1.30	1.77	2Ø12 = 2,26
Appuis	1.86	0.217	0.20	1.86	2Ø12 = 2,26

**Tab.III.9 :** L'armature en travée et sur appuis

**B-Vérifications à E L S:**

- Contrainte admissible de béton comprimé  $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$
- admissible Contrainte d'acier tendu  $\sigma_s = 347.82MPa$
- Contrainte tangentielle admissible  $\tau = 3.33MPa$

✓ **En Travée:**

Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ )

$$b \cdot y_1^2 - 30(A + A') y_1 - 30(d.A + d'.A') = 0$$

$$\Rightarrow b \cdot y_1^2 - 30A y_1 - 30d.A = 0$$

$$\Rightarrow 65 \cdot y_1^2 - 67.8 y_1 - 1220.4 = 0 \Rightarrow y_1 = 4.88cm$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

$$\Rightarrow I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2] \Rightarrow I = 8353.34 \text{ cm}^4$$

• Contraintes maximale de compression de béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{8.31}{8353.34} \cdot 4.88 = 8.39MPa < \sigma'_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots cv$$

Contraintes maximale de traction des aciers:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 142.65MPa \rightarrow \sigma_s = 142.65MPa \leq \sigma'_s = 348MPa \dots \dots \dots cv$$

✓ **Sur appui:**

Le calcul se fait selon les règles de **B.A.E.L 91**, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

• Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ )

$$b y_1^2 - 30(A + A') y_1 - 30(d.A + d'.A') = 0$$

$$\Rightarrow 10 \cdot y_1^2 - 67.8 y_1 - 1220.4 = 0$$

$$y_1 = 14.95cm$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I=42673.35cm^4$$

- Contraintes maximale de compression de béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{12.40}{42673.35} \cdot 14.95 = 4.34MPa < \sigma'_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots cv$$

- Contraintes maximale de traction des aciers  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 13.29MPa \rightarrow \sigma_s = 13.29MPa \leq \sigma'_s = 348MPa \dots \dots \dots cv$$

**III-2-3-2-Plancher Étage Courant :**

**A-Vérifications a E L U:**

	<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	<b>μ</b>	<b>μl</b>	<b>α</b>	<b>B</b>	<b>A<sub>calcu</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
Travée	18.54	0.380	0,392	0.0507	0.979	1.85
Appuis	13.27	0.221	0,392	0.316	0.873	1.86

**Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2,1)

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_m)$$

<b>Eléments</b>	<b>A<sub>calcu</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>m</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>max</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>adopte</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Travée</b>	1.85	1,41	1,30	1.85	2Ø12 = 2,26
<b>Appuis</b>	1.86	0.217	0,20	1.86	2Ø12= 2,66

**B-Vérifications a E L S:**

**II-2-4- Vérification de l'effort tranchant** : BAEL91 (art A.5.1)

<b>Eléments</b>	<b>M<sub>ser</sub></b>	<b>Y<sub>1</sub> (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub>(Mpa)</b>	<b>σ<sub>s</sub> (Mpa)</b>
<b>Travée</b>	13.25	4.88	8353.32	8.39	142.65
<b>Appuis</b>	9.46	14.95	42673.3	4.34	13.29

La contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \text{ (BAEL91(A.5.1 ,1))}$$

$T_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{17.45 \times 1000}{100 \times 180} = 0.96 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0.96 \text{ MPa} < \tau'_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$

Les armatures d'âme sont droites ( $\perp$  à la fibre moyenne), donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

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

$\tau_u = 0.96 \text{ MPa} < \tau'_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$

Diamètres minimales  $\Phi t$  : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t \right\}$$

$\Phi l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 12 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 5.71, 10, 12 \} \Rightarrow \phi_t \leq 5.71$$

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

$$A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2. \text{ FeE400}$$

L'espacement St [B.A.E.L 91 A.5.2]

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d , 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 16.2 , 40 \text{ cm} \}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{At \cdot f_e}{0.4b_0} = 32,90 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot At \cdot f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3Kft_{28})} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(0.792 - 0.3 \times 2.1)} = 112.59$$

$$St \leq \min (St_1 ; St_2 ; St_3)$$

$$S_t \leq 16.2$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

**Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:** BAEL91 (A.5.1, 31)

**- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que :**

$$\text{l'on a : } T_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}$$

Au maximum  $a = 0,9.d = 16,20 \text{ cm}$ .

$$T_u = 17450 \text{ N}$$

$$0.267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N}$$

$$T_u = 17450 \text{ N} \leq 108135 \text{ N} \dots \dots \dots \text{ c.v}$$

**- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieurs doit être telle que :**

$$\text{l'on a : } A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$1.15 \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{17450}{400} = 50.16 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 50 \text{ mm}^2 \quad (\text{ c.v})$$

**-La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures en } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

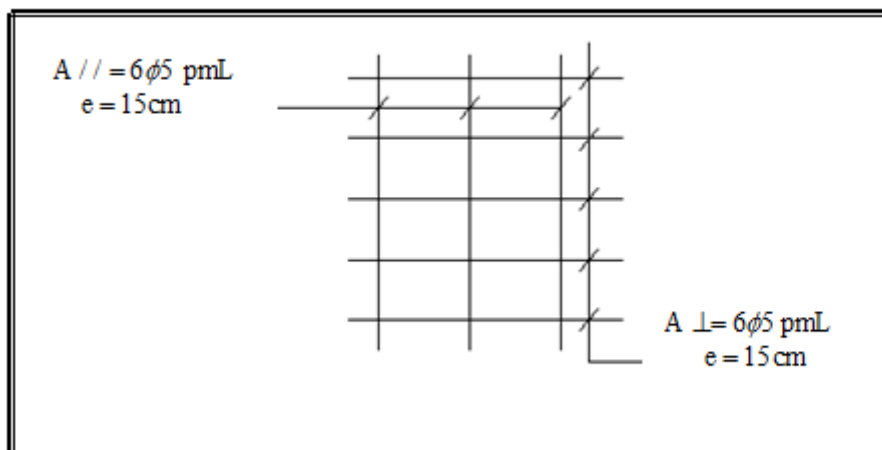
On adopte  $6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2$ .

$$A_{//} = (A_{\perp}) / 2 = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte :  $6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2$ .

Donc on adopte un treillis soudé TS  $\phi 5$  mailles  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

➤ **schéma de ferrailage:**



**Fig. III.5 : schéma de ferrailage**

### **III.3. CONSOLE :**

#### **III.3.1. METHODE DE CALCUL :**

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

✓ **ÉVALUATION DES CHARGES :****1- terrasse :**

$$g = G \times 1\text{m} = 5.78 \text{ KN/m}\ell \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN/m}\ell \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = \gamma \times h \times e = 25000 \times \left( (0.6 \times 0.1) + \left( \frac{0.1 + 0.07}{2} \times 0.1 \right) \right) = 1712.5 \text{ N} = 1.7125 \text{ KN} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

**2- Étage courant :**

$$g = G \times 1\text{m} = 4370 \text{ N/m}\ell \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 2500 \text{ N/m}\ell \quad (\text{surcharge d'exploitation}).$$

$$P = 2200 \times 3,08 \times 1\text{m} = 6776 \text{ N} \quad (\text{poids du mur extérieure}).$$

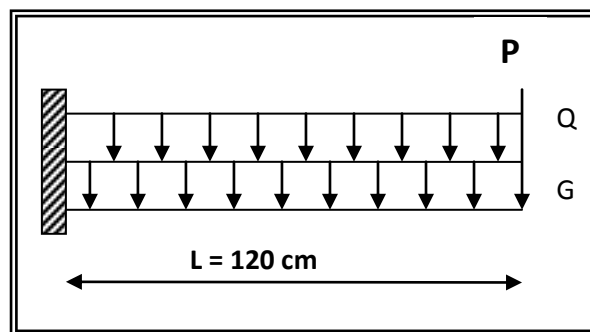


Fig.III.6 : schéma statique

**III.3.2. CALCUL DES SOLLICITATIONS:****1- Terrasse:**

$$M_g = g * l^2 / 2 = 5.78 * (1.2)^2 / 2 = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_q = q * l^2 / 2 = 1 * (1.2)^2 / 2 = 0.72 \text{ KN.m}$$

$$M_p = P \times \ell = 1.7125 \times 1,2 = 2.57 \text{ KN.m}$$

$$T_g = g \times \ell = 6.94 \text{ KN}$$

$$T_q = q \times \ell = 1.2 \text{ KN}$$

$$T_p = P = 1.7125 \text{ KN}$$

**2- Étage Courant :**

$M_g$ (KN.m)	$M_q$ (KN.m)	$T_g$ (KN)	$T_q$ (KN)
4.32	2.52	7.2	4.2

**3- LES COMBINAISONS D'ACTION :**• **E.L.U :**

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

• **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	$M_u$ (KN.m)	10.138	9.612
	$T_g$ (KN)	13.481	16.02
ELS	$M_{ser}$ (KN.m)	7.79	8.1

**III-3-3- CALCUL DU FERRAILLAGE :****III-3-3-1 Armatures Longitudinales :****- Terrasse:**• **E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10138 \times 10^3}{14.2 \times 1000 \times 120^2} = 0.0496$$

$$\mu = 0,0496 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0496 \Rightarrow \alpha = 0,0636, \beta = 0,975$$

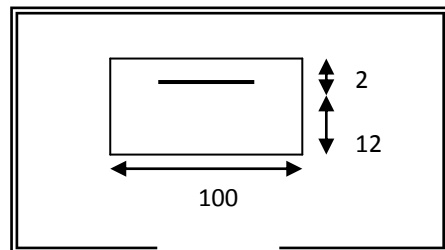
$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10138 \times 10^3}{348 \times 0.975 \times 120} = 2.49 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.49 \text{ cm}^2$$

• **E.L.S :**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie.



$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$\Gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	Condition
10.138	7.79	1,30	0,0636	0,400	V

- **Pourcentage minimale** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité** : BAEL (art A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2.$$

- **Tableau récapitulatif** :  $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min} )$

$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
2,49	1,449	1,4	2,49	4Ø10 = 3,14

- **Étage courant** :

- **E.L.U** :

$M_u$ (KN.m)	M	$\mu_t$	A	B	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )
9.612	0,0470	0,392	0,0601	0,976	2.36

- **E.L.S** :

$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$\Gamma$	A	$\bar{\alpha}$	Condition
9.612	8.1	1,18	0,123	0,359	V

- **Tableau récapitulatif** :  $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min} )$

$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
2.36	1,449	1,4	2.36	3Ø10 = 2.36

**-Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16020}{1000 \times 120} = 0,134 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa.}$

$$\tau_u = 0,134 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{(C.V)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**-Les Armatures De Répartition :**

- Terrasse:  $A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$   
Soit :  $A_r = 3\emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

- Étage courant :  $A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$   
Soit :  $A_r = 3 \emptyset 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

**- Espacement Entre Les Armatures :**

- Les armatures longitudinales :

- Terrasse:  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- Étage courant :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

**III-3-2-2-Les armatures transversales :**

- Terrasse :  $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} . \text{ Soit : } S_t = 30 \text{ cm} .$

- Étage courant :  $S_t = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm}$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \min (3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t^l = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm.}$$

.

$$S_t^r \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^r = 30 \text{ cm} < 40 \text{ cm.}$$

**- Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{14}{120} = 0,117 > 0,1 \quad (M_t=M_o) \quad (\text{c.v})$$

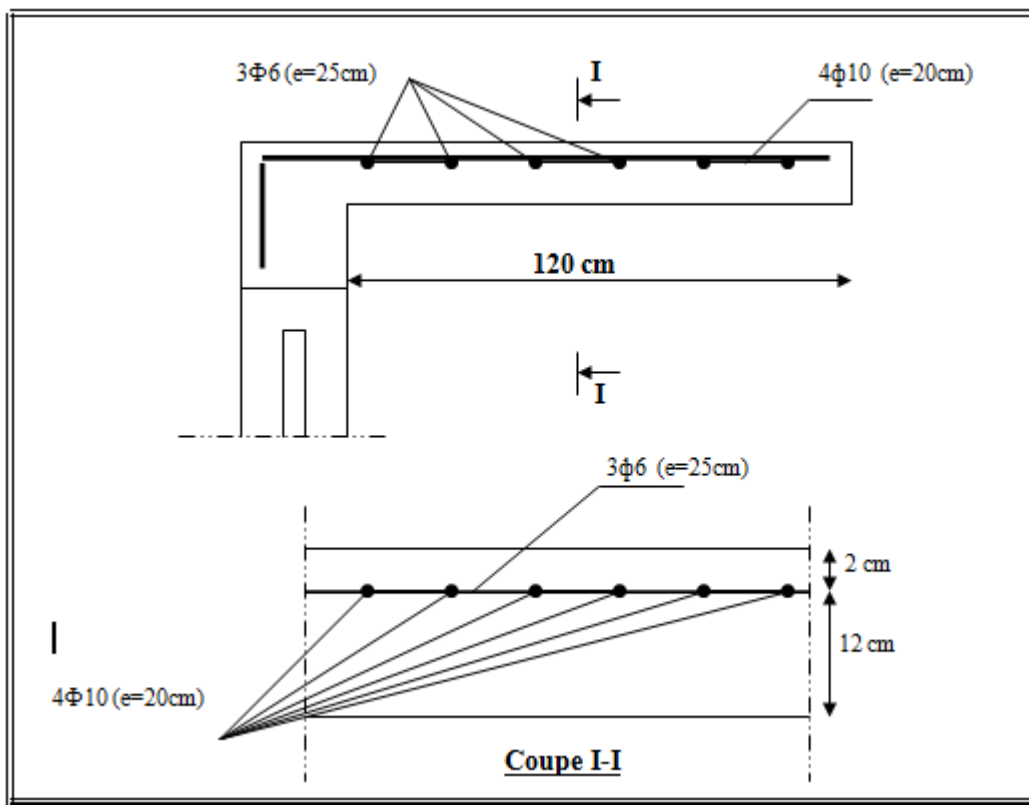
$$\frac{A}{b_o.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{A/ Étage courant : } \frac{2,36}{100 \times 12} = 0,0019 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad (\text{c.v})$$

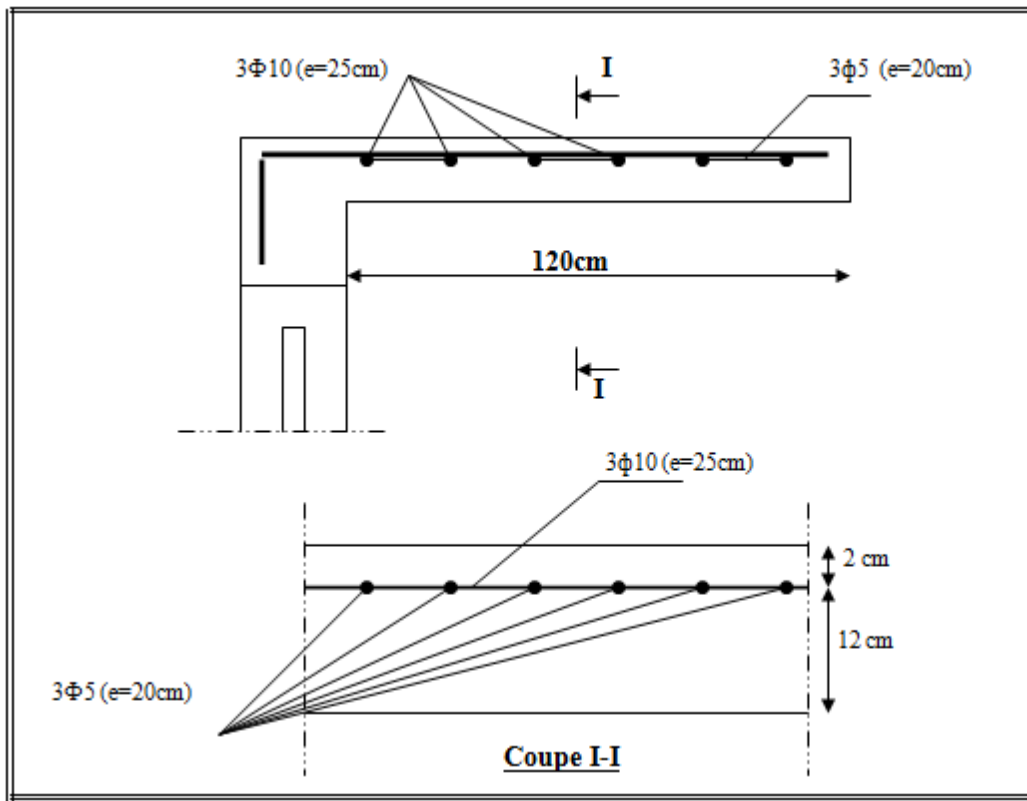
$$\text{B/ Terrasse : } \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 < 0,0105$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{120} = 0,117 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{c.v})$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.



**Fig.III.7 : Ferrailage de la console de la terrasse**



**Fig.III.8 : Ferrailage de la console d'étage courant**

#### III.4. L'escalier

##### Introduction :

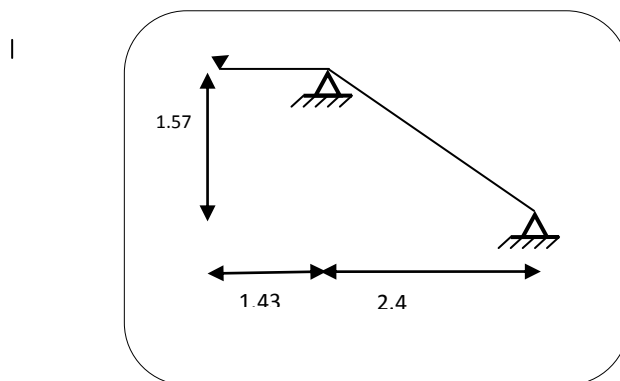
L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

##### III.4.1. Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

le schémas statistiques se présentent comme suit :



**Fig.III.9: Schéma statique des escaliers**

**Combinaisons d'action :**

- **E.L.U** :  $P_u = 1,35g + 1,5q$
- **E.L.S** :  $P_{ser} = g + q$

**III.4.1.1. L'état limite ultime (E.L.U)**➤ **Palier de repos**

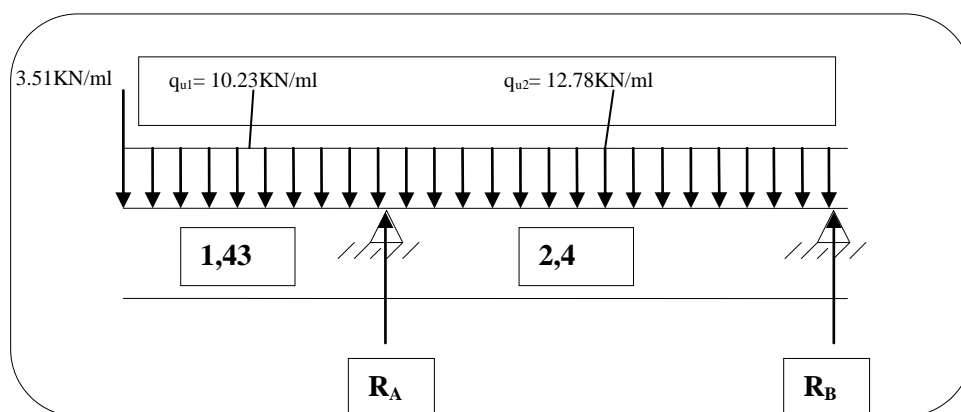
$$q_{u1} = 1,35(4.80) + 1,5(250) \rightarrow q_{u1} = 10.23 \text{ KN/ml}$$

➤ **Paillasse (volée)**

$$q_{u2} = 1,35(6.69) + 1,5(2.50) \rightarrow q_{u2} = 12.78 \text{ KN/mL}$$

➤ **Charge concentrée**

$$q_{u \text{ mur}} = 1,35(2.6) \rightarrow q_{u \text{ mur}} = 3.51 \text{ kN/ml}$$



**Fig.III.10: Schéma statique de calcul**

• **Calcul des réactions d'appuis**

$$R_A + R_B = (12.78 \times 2,40) + 10.34 \times 1,43 + 3.51$$

$$R_A + R_B = 48.96 \text{ kN/ml}$$

$$\Sigma M_B = 0 \rightarrow 12.78 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + 10.34 \times 1,43 \left( \frac{1,43}{2} + 2,40 \right) + 3.51 \times 3.83 - R_A \times 2,40$$

$$R_A = 40.18 \text{ KN} \quad R_B = 8.78 \text{ KN}$$

➤ **1<sup>ier</sup> tronçon**:  $0 \leq x \leq 2,40$

$$M(x) = -q_2 \times \frac{x^2}{2} + R_B \times x$$

$$M(x) = -12.78 \times \frac{x^2}{2} + 3.51x$$

$$T(x) = q_2x - R_B$$

$$T(x) = 12.78x - 3.51$$

	0	2,4
T(KN)	-3.51	27.16
M(KN.m)	0	-15.73

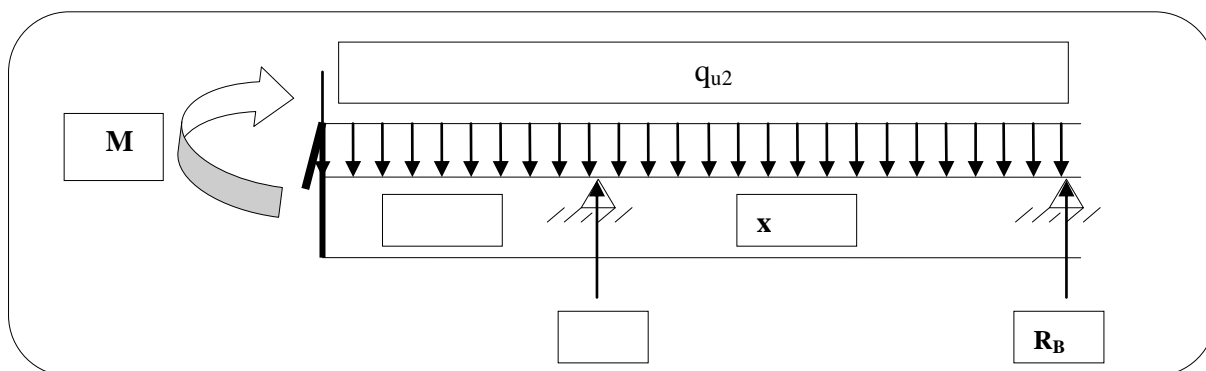
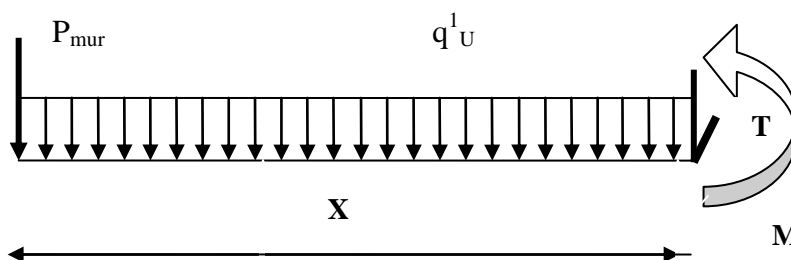


Fig.III.11: Calcul des réactions

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,43m$



$$M(x) = -q_{u2} \times \frac{x^2}{2} - P_{mur} x \rightarrow -10.34 \times \frac{x^2}{2} - 3.51 x$$

$$T(x) = -q_{u1} \times x - P_{mur} \rightarrow -10.34 x - 3.51$$

Calculer  $M_{max}$  :

$$T=0 \rightarrow q_2 x - R_B$$

$$x = \frac{R_B}{q_2} = \frac{8.78}{12.78} = 0.69$$

$$M(0,69) = -12.78 \left( \frac{0.69^2}{2} \right) + 3.51 \times 0,69$$

$$M(0,69) = -0.620 \text{ KN}$$

	0	1,43
T (KN)	-3.51	-18.29
M (KN.m)	0	-15.68

**Remarque**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le Moment  $M_{u \max}$  au niveau des appuis et en travée.

- ✓ En appuis (B) :  $M_{uB} = -0,3 M_{u \max} = -0,3(0.620) = -0.186 \text{ KN.m}$
- ✓ En travée :  $M_{ut} = 0,85 M_{u \max} = 0,85(0.620) = 0.527 \text{ KN.m}$
- ✓ En appuis (A) :  $M_{uA} = -15.68 \text{ KN.m}$

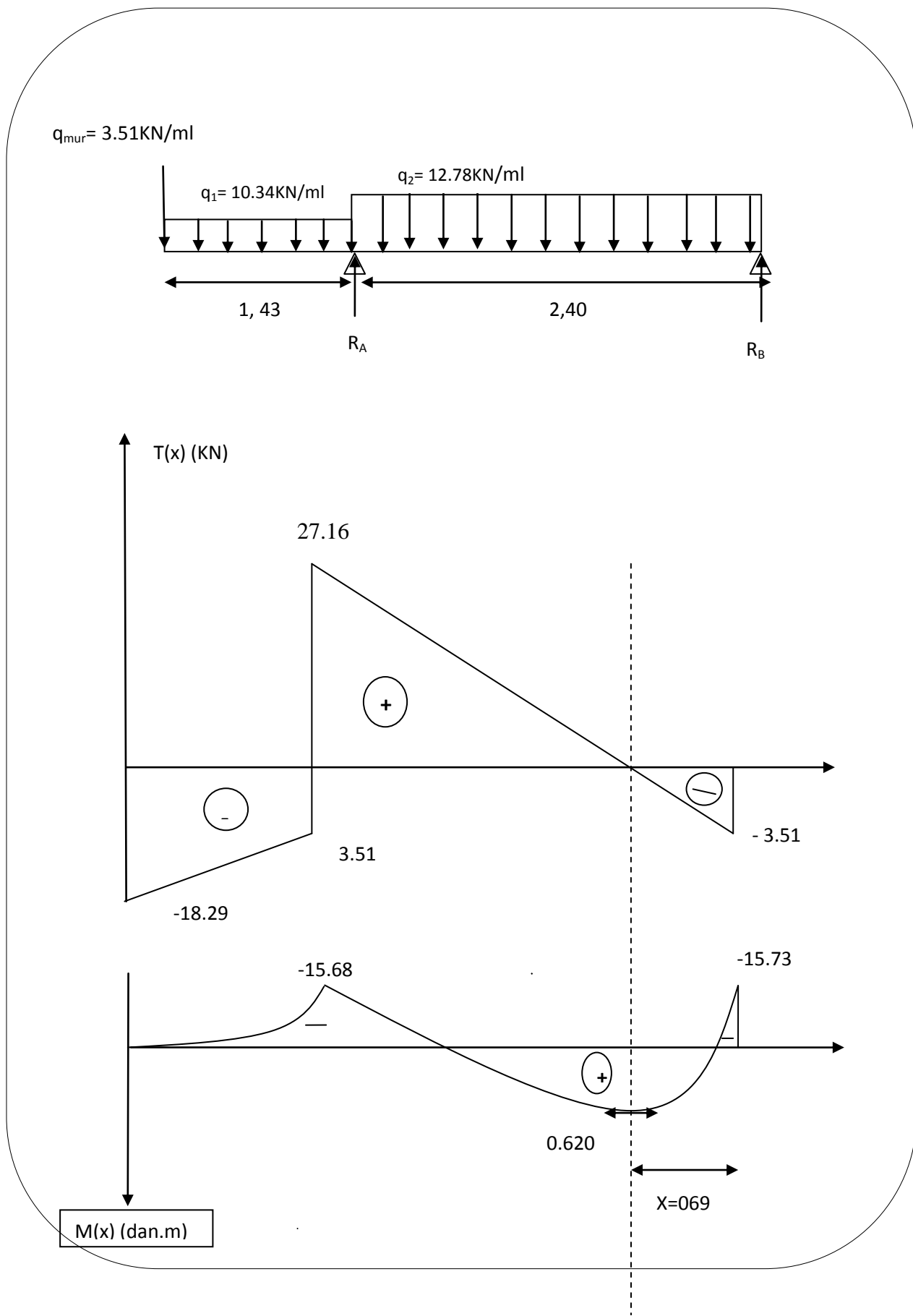


Fig.III.12: diagramme de T et M

**III.4.1.2. Ferrailage**

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m de largeur

FeE400 ;  $\sigma_b=14,20$  MPa ;  $\sigma_s= 348$  MPa

$b = 100$  cm ;  $h=17$ cm

$d=15$ cm ;  $C=2$ cm



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu < \mu_l 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Position	Mu(KN.m)	U	A	B	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>u</sub> cal (cm <sup>2</sup> )	A adopte (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis B</b>	0.186	0.001	0.0013	0.999	1.21	0.036	6.65 5HA12
<b>Travée A.B</b>	0.527	0.002	0.003	0.998	1.21	0.101	4,52 4HA12
<b>Appuis A</b>	15.68	0.0491	0.063	0.974	1.21	3.10	6,16 4HA14

**I.1.2.2 Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 A4, 21)**

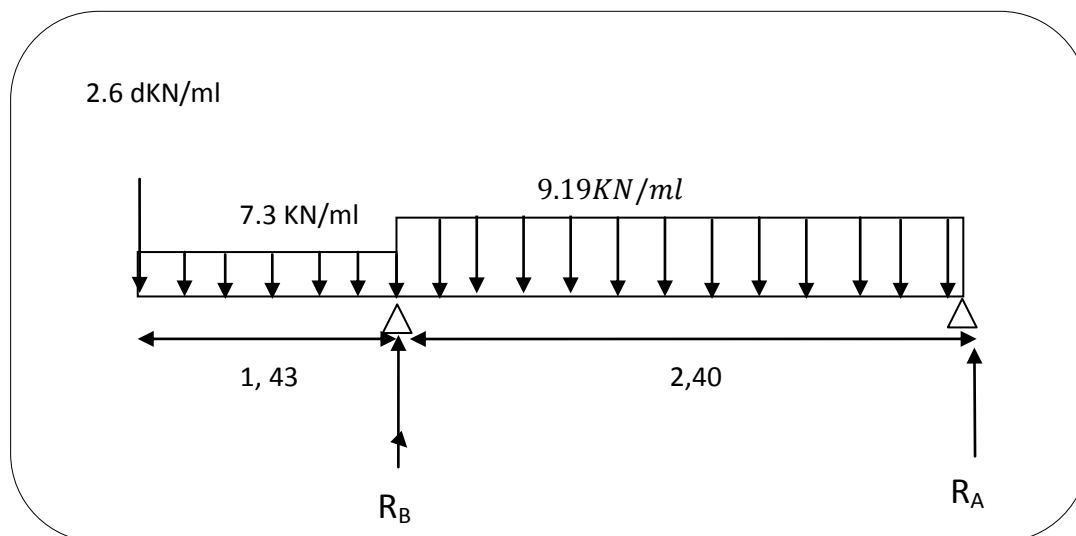
$$A_s \geq A_{min} \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1000 \times 150}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- Appuis A :  $A_{app} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,21$
  - Appuis B :  $A_{app} = 6,16 \text{ cm}^2 > 1,21$
  - En travée :  $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,21$
- } condition vérifier

**I.1.2L'état limite de service (E.L.S) :****Combinaison de charge : G+Q**

- **Palier de repos :**  $q_s^1 = 4.80 + 2.50 = 7.3 \text{ KN/ml}$
- **Paillasse (volée) :**  $q_2^s = 6.69 + 2.50 = 9.19 \text{ KN/ml}$
- $q_{\text{mur}} = 2.6 \text{ KN/ml}$

**Fig.III.13: Schéma statique de calcul****➤ Calcul des réactions d'appuis**

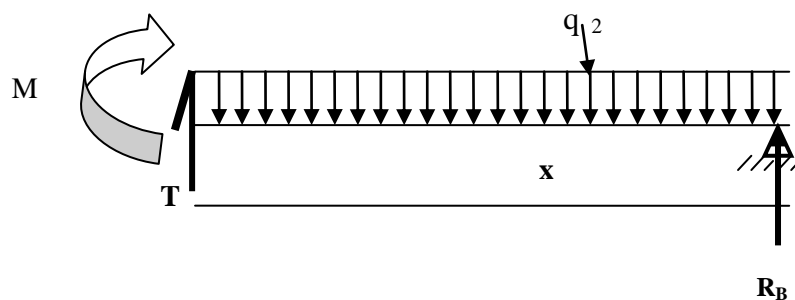
$$R_A + R_B = (9.19 \times 2.40) + 7.3 \times 1.43 + 2.6$$

$$R_A + R_B = 35.09 \text{ danKN/ml}$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \rightarrow 9.19 \times 2.40 \times \frac{2.40}{2} + 7.3 \times 1.43 \left( \frac{1.43}{2} + 2.40 \right) + 9.19 \times 3.83 - R_A \times 2.40$$

$$R_A = 39.24 \text{ KN/ml}$$

$$R_B = -4.15 \text{ KN /ml}$$

**➤ 1<sup>ème</sup> tronçon:  $0 \leq x \leq 2,40$** 

$$M(x) = -q_2^s \times \frac{x^2}{2} + R_B \times x$$

$$M(x) = -9.19 \times \frac{x^2}{2} + 4.15x$$

$$T(x) = q_2^s x - R_B$$

$$T(x) = 9.19x - 4.15$$

	<b>0</b>	<b>2,40</b>
<b>T(KN)</b>	-4.15	17.90
<b>M(KN.m)</b>	0	16.50

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,43m$

$$M(x) = -7.3 \times \frac{x^2}{2} - 2.6x$$

$$T(x) = -7.3 \times x - 2.6$$

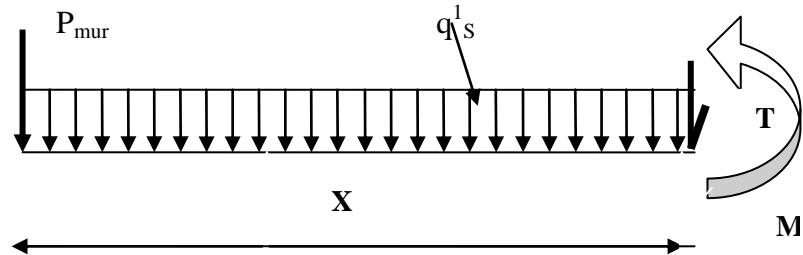
Calcul  $M_{max}$  :

$$T=0 \rightarrow q_2^s \cdot x - R_B = 0$$

$$x = \frac{R_B}{q_2^s} = \frac{4.15}{9.19} = 0,451$$

$$M(0,45) = -9.19 \left( \frac{0,45^2}{2} \right) + 4.15 \times 0.45$$

$$M(0,45) = 0.937 \text{ KN.m}$$



	<b>0</b>	<b>1,43</b>
<b>T (dan)</b>	-2.6	-13.03
<b>M ( dan.m)</b>	0	-11.18

**Remarque**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le Moment  $M_{s \max}$  au niveau des appuis et en travée.

- ✓ En appuis (B) :  $M_{sb} = -0,3 M_{s \max} = -0,3(0.937) = -0.281 \text{ KN.m}$
- ✓ En travée :  $M_{st} = 0,85 M_{s \max} = 0,85(0.937) = 0.796 \text{ KN.m}$
- ✓ En appuis (A) :  $M_{sa} = -11.18 \text{ KN.m}$

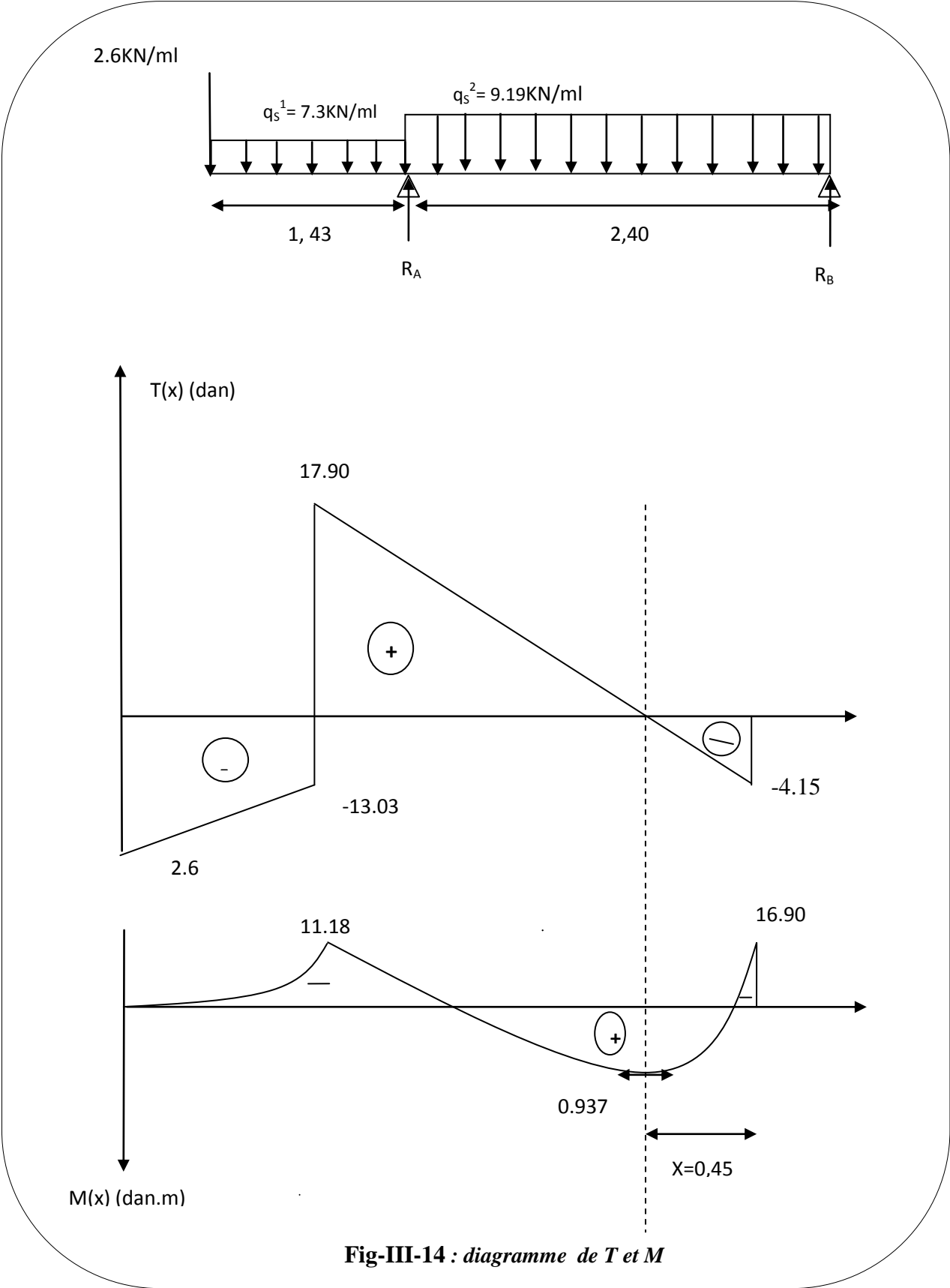


Fig-III-14 : diagramme de T et M

**III.4.1.2.1 Ferrailage en E.L.S :**

Vérifier  $\alpha \leq \alpha'$

✓ **En travée AB**

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.527}{0.796} = 0.66$$

$$\alpha' = \frac{0.66-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,88$$

$$\alpha = 0.003 < 0,88 \dots\dots\dots CV$$

✓ **En appuis B**

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

$$\gamma = \frac{0.186}{0.281} = 0.66$$

$$\alpha' = \frac{0.66-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,08$$

$$\alpha = 0.0013 < 0,08 \dots\dots\dots CV$$

✓ **En appuis A**

$$\gamma = \frac{15.68}{11.18} = 1,40$$

$$\alpha' = 0,45$$

$\alpha = 0.063 < 0,45$  .... On pas besoin de ferrailage en E.L.S

**III.4.1.2.2 Espacement entre les armatures : B.A.E.L <sub>91</sub>****1. Les armatures longitudinales**

$St \leq \min(3h : 33\text{cm})$

✓ En travée :  $St = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} > 33 \text{ cm}$

✓ Sur appuis A :  $St_A = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \rightarrow \text{prend } 33 \text{ cm}$

✓ Sur appuis B :  $St_B = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \rightarrow 33 \text{ cm}$

**2. Les armatures des répartitions (B.A.E.L <sub>91</sub> A 7.2.2)**

✓ En travée :  $Sr = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$

✓ En appuis A :  $Sr_A = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$       On prend  $Ar = 2.36 \text{ cm}^2$  3HA10

✓ En appuis B :  $Sr_B = \frac{6,65}{4} = 1,66 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{17900}{1000 \times 150} = 0,12 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ; donc on n'a pas besoin d'armature transversal.

✓ **Vérification de la flèche:** B.A.E.L<sub>91</sub> (art. B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{3,83} = 0,044 \geq 0,062 \text{ Condition non vérifier}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{0,85}{10} = 0,085 \rightarrow \frac{h}{l} = 0,044 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \text{ CNV}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6,16}{100 \times 15} = 0,0041 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3)).

### 3.7.5. Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)

▪ Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b.h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b.h + \eta \cdot A_s}$$

Avec :  $\eta$  = coefficient d'équivalence ( $\eta = 15$ )

$$y_G = \frac{100.17 \cdot \frac{17}{2} + 15.6,65.15}{100.17 + 15.6,65} = 8,86 \text{ cm}$$

$$y_G = 8,86 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } y'_G = h - y_G = 17 - 8,86 = 8,14 \text{ cm.}$$

$$\sigma = y_G - 2 = 6,86 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 - y'_G{}^3) + \eta \times A \times \sigma^2 = 161678,78 \text{ cm}^4$$

- Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6,65}{100 \cdot 15} = 0,0044$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,0044} = 4,77$$

- Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1,91$$

#### - Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes.

**j :** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(4800 \times 1,43) + (6690 \times 2,40)}{2,4 + 1,43} = 5984,33 \text{ N / ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle,pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{(6690 + 400 \times 2,40) + (1870 \times 1,43)}{2,4 + 1,43} = 5141,020 N / ml$$

$$P = g_{eq} + q = 5984,33 + 2500 = 8484,33 N/ml$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{5984,33 \times (3,83)^2}{8} = 10972,94 N.m$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{5141,02 \times (3,83)^2}{8} = 9426,64 N.m$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{8484,33 \times (3,83)^2}{8} = 15556,97 N.m$$

Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\beta = 1 - \rho_1 / 3$$

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0,44 \Rightarrow \beta = 0,200$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{10972,94}{6,65 \cdot 0,2 \cdot 15} = 550,02 Mpa$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{9426,64}{6,65 \cdot 0,2 \cdot 15} = 472,51 Mpa$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{15556,97}{6,65 \cdot 0,2 \cdot 15} = 779,81 Mpa$$

- Calcul du coefficient  $\mu$  :

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0044 \cdot 550,02 + 2,1} = 0,912$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0044 \times 472,51 + 2,1} = 0,210$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0044 \times 779,8 + 2,1} = 0,131$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 161678,78) / (1 + 1,91 \times 0,912) = 64862,11 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 161678,78) / (1 + 4,77 \times 0,912) = 33240,87 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 161678,78) / (1 + 4,77 \times 0,210) = 88847,81 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 161678,78) / (1 + 4,77 \times 0,131) = 109452,85 \text{ cm}^2$$

- Calcule de la flèche:

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2})$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_v \cdot I_{fv}^g = 10972,94 \times (383)^2 / 10 \times 10818,87 \times 64862,11 = 0,23 \text{ cm}.$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^g = 10972,94 \times (383)^2 / 10 \times 32164,2 \times 33240,87 = 0,15 \text{ cm}.$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^j = 9426,64 \times (383)^2 / 10 \times 32164,2 \times 88847,81 = 0,05 \text{ cm}.$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^p = 15556,97 \times (383)^2 / 10 \times 32164,2 \times 109452,85 = 0,06 \text{ cm}.$$

- La flèche totale :

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 0,23 - 0,15 - 0,05 + 0,06 = 0,09 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,9 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 383 / 500 = 0,766 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée



$$- \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \text{ vérifie}$$

- Donc la section de la poutre palière est  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

### **III.5.2.Evaluation des charges :**

- Poids propre de la poutre :  $0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN / ml}$

Poids de plier:

$$G = 4,8 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la paillasse

$$G_p = 6,69 \text{ KN/m}^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est:  $b = 1 \text{ m}$  donc les charges sont

$$q_{du} = 4,8 \times 1 = 4,8 \text{ KN / ml}$$

$$q_{pu} = 6,69 \times 1 = 6,69 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{4,8 \times 1,43 + 6,69 \times 2,4}{2} + 3 = 14,46 \text{ KN / ml}$$

➤ **Combinaison d'action :**

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

$$- \text{ À l'ELU : } P_U = 1,35 \times 14,46 + 1,5 \times 2,5 = 29,28 \text{ KN / ml}$$

$$- \text{ À l'ELS : } P_{ser} = 14,46 + 2,5 = 16,96 \text{ KN / ml}$$

### **III.5.3.Ferrailage :**

$$M_U = \frac{P_U \times L^2}{8} = \frac{29,38 \times (3,10)^2}{8} \Rightarrow M_U = 35,29 \text{ KN.m}$$

$$- \text{ En travée : } M_t = 0,85 \times 35,29 = 30 \text{ KN.m}$$

$$- \text{ En appui : } M_a = 0,3 \times 35,29 = 10,6 \text{ KN.m}$$

**- En travée :**

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{30}{0,30 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,048 < \mu_{lu} = 0,2963 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048}) = 0,061$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,061 \times 30 \times 38 \times 14,2}{348} = 2,3 \text{ cm}^2$$

On adopte 6Ø12 avec  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

-Vérification :

$$A \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 1,37 \text{ cm}^2 \leq 6,69 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91 (art A.4.2))}$$

$$A_s \geq 0,5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2 \text{ (RPA)}$$

$$A_s = 6,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (RPA)} = 1,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

On prend 6Ø12 = 6,69 cm<sup>2</sup>

**- En appui :**

$$\mu = \frac{M_{Ua}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{10,6}{0,30 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,017$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017}) = 0,021$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,021 \times 30 \times 38 \times 14,2}{348} = 0,781 \text{ cm}^2$$

On adopte 4Ø14 avec  $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (BAEL91)} = 1,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (RPA)} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

Donc on adopte 4Ø14 = 6,16 cm<sup>2</sup>

**Armatures transversales :**

D'après le RPA :  $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,01\right) \Rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$ , dans la zone nodale on adopte 2Ø8 (1,01 cm<sup>2</sup>)

.  $S \leq \frac{h}{2} = 20cm$  , Dans la zone courante

$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,80cm^2$  , donc on adopte 4Ø8 ( $2,01 cm^2$ ).

### **III.5.4.Vérification :**

#### **-Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{25.20}{0,30 \times 0,38} \Rightarrow \tau_U = 221.05 KN / m^2 = 0,221 Mpa$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 Mpa \right\} = 3,33 Mpa > \tau_U = 0,221 Mpa$$

#### **-Vérification à ELS :**

$$P_{ser} = 16.96 KN / ml$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = 20.37 KN.m$$

$$\text{-En travée : } M_{tser} = 0,85 \times 20.37 = 17.31 KN.m$$

Aucune vérification à l'ELS si :  $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{30}{17.31} = 1.73$$

$$\alpha = 0,061 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0.615$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

$$\text{-En appui : } M_{aser} = 0,3 \times 20.37 = 6.11 KN.m$$

$$\alpha = 0,022 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0.56$$

-Section rectangulaire

-Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

- **vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{310} = 0.129 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.129 \geq 0.1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$4,2 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,2 \frac{30 \times 38}{400} = 11.97 > A_s = 2.26 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

**III.5.5.Calcul de la poutre palier a la torsion :**

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91)

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e} \text{ (BAEL)}$$

e : épaisseur de la paroi au point considéré.

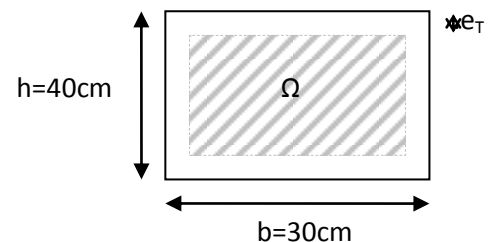
Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$* e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875\text{cm}^2$$

Le moment de torsion est :  $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 6590\text{N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{6590}{2 \times 875 \times 5} \Rightarrow \tau_t = 0.75\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$



**-Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \text{ Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120\text{cm}$$

$$A_l = \frac{120 \times 6590}{2 \times 875 \times 348} = 1.29\text{cm}^2$$

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_T (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	BARRES
Appuis	4.52	1.29	2.01	1.13	3T14+2T12
Travée	6.16	1.29	2.01	2.26	3T16+2T12

Tenant compte des aciers de flexion :  $A_T = A_l + A_s$

**Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{6590}{2 \times 875 \times 348} = 0,010 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm

Soit :  $3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

**III.5.6. Ferrailage de la poutre palière :**

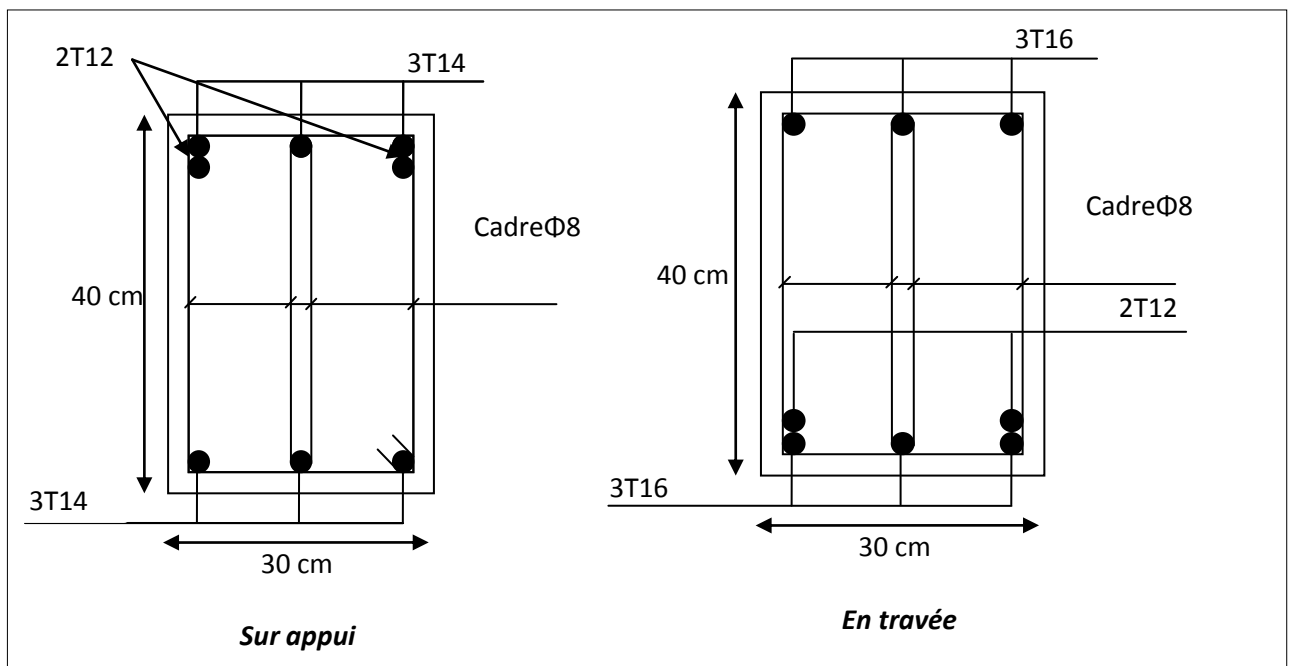


Fig III.16. Ferrailage de la poutre palière

*Chapitre IV*  
*Etude sísmique*

## IV - Etude sismique

### **Introduction :**

L'actualité montre régulièrement que les tremblements de terre entraînent des pertes en vies humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de production, affectant notablement l'activité économique de la région touchée. Ces effets sont dus principalement à l'effondrement des constructions. Il est donc essentiel de prévenir les dommages sismiques graves en construisant des ouvrages capables de résister aux séismes, et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003. L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante

### **IV.1.Objectifs de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

### **IV.2. Description du logiciel ROBOT VERSION 2014 :**

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Robot permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

La dernière étape générée par Robot Millenium est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

#### **IV.2.1. Modélisation des éléments structuraux :**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

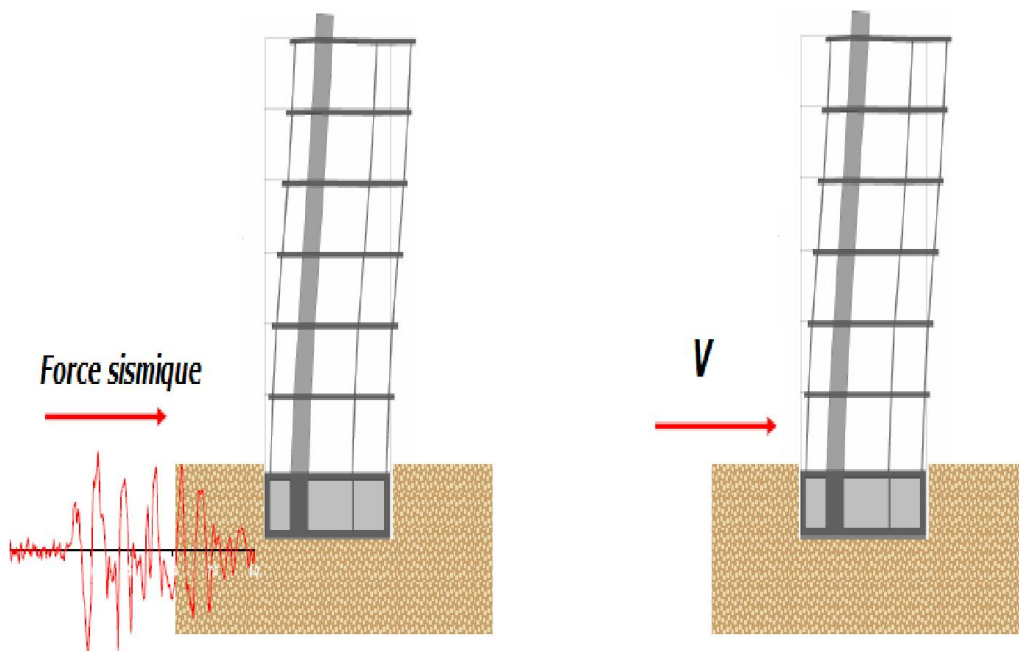
- ✓ Les éléments en portique (poutre-poteau) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre ferme à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l) par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques (shell) à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit

- ✓ Les dalles sont modélisées par des élément dalles qui négligent les efforts membranaires .

#### **IV.2.2. Modélisation de la masse :**

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta = 0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5t/m^3$ .

La masse des élément concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie sur les poutres concernées.



**Fig.VI.1 : Simulation de la force sismique**

#### **IV.3. Calcul dynamique du bâtiment:R.P.A.99V2003 (4.1.1).**

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

#### **IV.3.1. Méthode Modale spectrale :**

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

##### **IV.3.1.1. Analyse de la structure :**

###### **Interprétation:**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- ✓ le premier que le 1er mode est un mode torsion couplé avec la translation selon les deux directions ( $u_x=0.13\%$ ,  $u_y=69.48\%$ ).
- ✓ Le 2ème mode est un mode torsion couplé avec la translation selon les deux directions ( $u_x=73.14\%$ ,  $u_y=0.24\%$ ).
- ✓ Le 3ème est un mode torsion pure.

###### **Proposition:**

Pour cette raison, on propose de changer la disposition et l'emplacement de certaines voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, les résultats obtenus avec la nouvelle conception sont les suivants

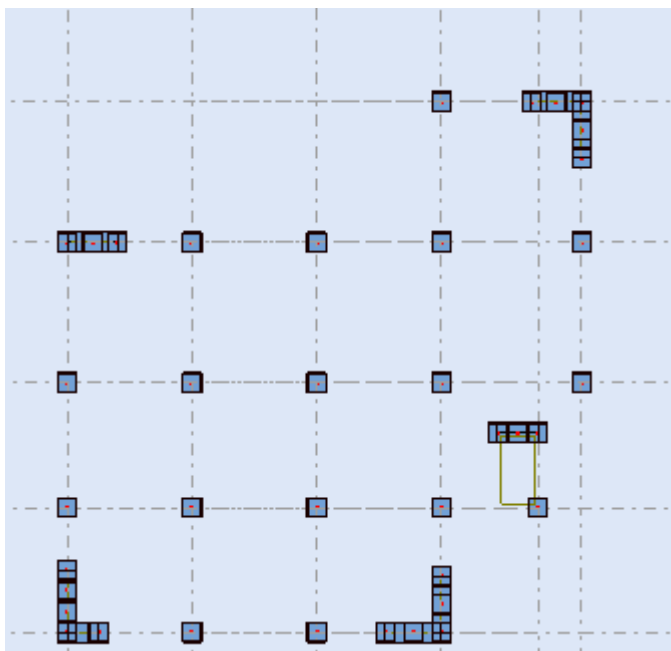
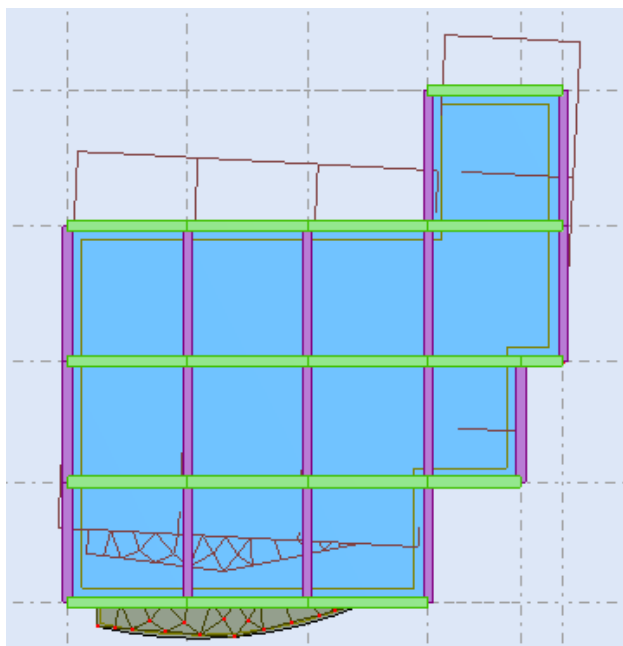


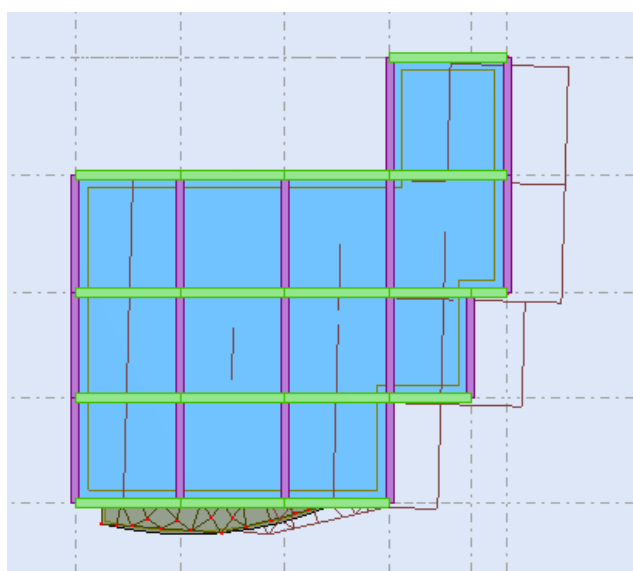
Fig.IV.2 :Choix final de la disposition des voiles

**Après le calcul obtenu les résultats suivants :**

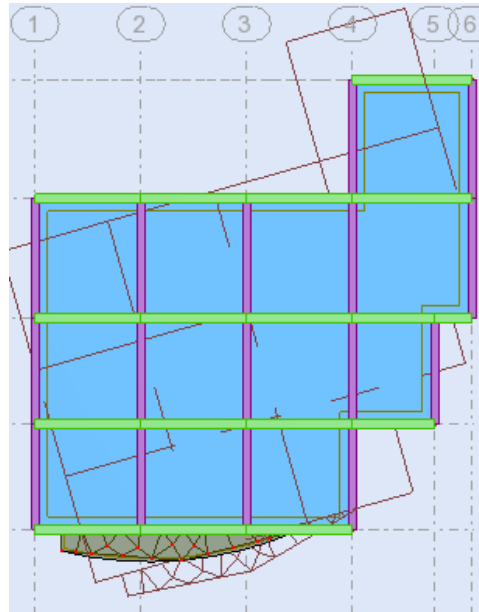
Mode	fréquence	période	Masse modale Ux(%)	Masse modale Uy(%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1.70	0.57	0.87	69.48	0.13	69.48
2	1,97	0,51	73.14	0.24	73.26	69.72
3	2,48	0,40	0.90	2.51	74.16	72.23
4	6,53	0,15	0.34	15.23	74.51	87.46
5	6,96	0,14	14.23	0.46	88.73	87,92
6	9,51	0,11	0,00	0,41	88.74	88.34
7	14.05	0,07	0.82	5.42	89.56	93.76
8	14,59	0,07	5.17	0.88	94.73	94.63



**Fig.IV.3 : Premier mode de vibration. vue en plan (T1= 0,57s)**



**Fig.IV.4 : Deuxième mode de vibration. vue en plan. (T1= 0,51s)**



**Fig.IV.6 : Troisième mode de vibration. vue en plan. (T1= 0,41s)**

#### **IV.4. Calcule de l'action sismique :**

##### **IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :**

###### **Selon RPA99/version2003 (art 4.3.6):**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t \leq 0,80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

###### **IV.4.1.1. Méthode statique Equivalente :**

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux selon la formule.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \text{RPA99 (art 4, 2,3)}$$

###### **Notation :**

$V$  : effort tranchant à la base.

**A** : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) ci dessous suivant la zone sismique et la groupe d'usage du bâtiment

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

**Tab.IV.1** : Coefficients d'accélération de zone A

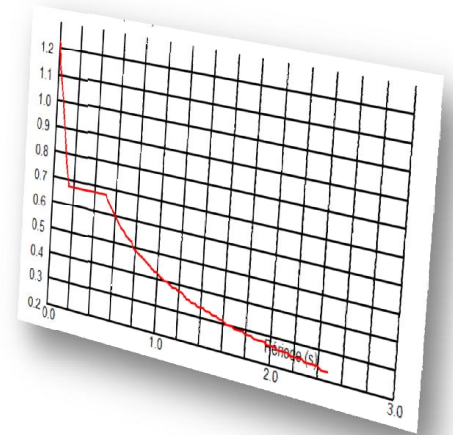
Dans notre cas on a un groupe d'usage 1A en zone I donc :

$$A = 0,15$$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure  $T$ . Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec  $T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003



Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tab.IV.2** : Valeurs du période caractéristique associée a la catégorie du site

$$T_1(S_1) = 0,15 \text{ sec}$$

$$T_2(S_1) = 0,4 \text{ sec}$$

- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

-  $\xi(\%)$  est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donné par le tableau (4-7) présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tab.IV.3** : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend  $\xi = 7\%$ .

D'où  $\eta = 0,882 > 0,7$

#### **IV.5. Estimation empirique de la période fondamentale:**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

On donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $N$ .

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

##### **IV.5.1. Pour le sens longitudinal :**

$H_N = 18.36$  m et  $d = 18.20$  m

$C_T = 0,05$  on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armée

$$T = 0.05 * 18.36^{3/4} = 0.44$$

$$T = \frac{0.09 * 18.36}{\sqrt{18.20}} = 0.39s$$

Alors :  $T = \min(0.44 \text{ s}, 0.39s)$

Donc : **T = 0.39s**

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

Donc : **D<sub>x</sub> = 2.24**

#### **IV.5.2. Pour le sens transversal :**

$$H_N = 18.36m \text{ et } d = 12.95m$$

$$T = \frac{0.09 * 18.36}{\sqrt{12.95}} = 0.45$$

$$T = \min(0,44s ; 0,45s)$$

**Donc T = 0,44s**

$$T_2 (S_2) = 0,40s$$

On a :  $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\text{Donc : } \mathbf{D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}}$$

$$\mathbf{D_y = 2.07}$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec Interaction on a :

- **R = 5**
- **Q** : Facteur de qualité, défini par :
- **Q = 1 + ΣP<sub>a</sub>**

➤ Critère q	Valeur de Pq	
	Sens xx	Sens yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05	0.05
2- Redondance en plan.	0.05	0.05
3- Régularité en plan.	0.05	0.05
4- Régularité en élévation.	0	0
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
	0.15	0.15

**Tab.IV.4 : Facteur de qualité**

$$Q_x=1.15$$

$$Q_y= 1.15$$

**W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i)  
par la formule:  $W = \sum W_i$  avec  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

**W<sub>Gi</sub>** : poids dû aux charges permanentes

**W<sub>Qi</sub>** : la charge d'exploitation

$\beta$ : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment  $\beta= 0.20$

Nom	Masse [Kg]
RDC	98665.85
Etage 1	98665,85
Etage 2	98665,85
Etage 3	98665,85
Etage 4	98665,85
Etage 5	92881,64
La Somme	586210.89

**Tab.IV.5** : valeur du masse

$$W(t)=586210.89\text{KN}$$

L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente vaut alors :

Effort tranchant a la base dans le sens x :  $V_x(\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 1215.50 \text{ KN}$

Effort tranchant a la base dans le sens y :  $V_y(\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 1177.32 \text{ KN}$

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	$V_{\text{stat}}$	$0,8 V_{\text{stat}}$
<b>Longitudinal</b>	0,15	2.24	5	1,15	5862.10	453.02	362.42
<b>Transversal</b>	0,15	2.07	5	1,15	5862.10	418.64	334.91

**Tab.IV.6** : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente

<b>Sens longitudinal</b>	$V_X = 853.86 \text{ KN}$
<b>Sens transversal</b>	$V_Y = 768.80 \text{ KN}$

**Tab.IV.7.** L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale

**Vérification :**

$$V_{dy} / V_{st} \geq 0.80$$

**a) Sens longitudinal : xx**

$$853.86 / 453.02 = 1.88 \geq 0.80$$

**b) sens transversal :YY**

$$768.80 / 418.64 = 1.83 \geq 0.80$$

	$V_d$ (t)	$V_{st}$ (KN)	80% $V_{st}$	$0.8V_{st} < V_d$
Sens- X	853.68	453.02	362.42	Vérifie
Sens-Y	768.80	418.64	334.91	Vérifie

**Tab.IV.8** : vérification d'effort tranchant**IV.6. Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :****IV.6.1. Centre de gravité des masses :**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul de centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.),

Les coordonnées du centre de gravité des masses sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : la masse de l'élément  $i$ .

$X_i, Y_i$  : les coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport à un repère global.

**IV.6.2. Centre de gravité des rigidités :**

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / I_{jy}$$

$$Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / I_{jx}$$

$I_{yi}$ : Inertie de l'élément  $i$  dans le sens  $y$ .

$X_i$  : Abscisse de l'élément  $I_{yi}$ .

$I_{xi}$ : Inertie de l'élément  $i$  dans le sens  $x$ .

$Y_i$  : Ordonnée de l'élément  $I_{xi}$ .

#### **IV.6.2.1.L'excentricité théorique :**

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité :

Etage	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion		Excentricité	
	$W_{\text{étage}} \text{ (Kg)}$	$X_G \text{ (m)}$	$Y_G \text{ (m)}$	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$e_x$	$e_y$
<b>RDC</b>	98665.85	8.47	7.00	8.43	7.67	0.04	0.68
<b>1</b>	98665,85	8.47	7.00	8.43	7.67	0.04	0.68
<b>2</b>	98665,85	8.47	7.00	8.43	7.67	0.04	0.68
<b>3</b>	98665,85	8.47	7.00	8.43	7.67	0.04	0.68
<b>4</b>	98665,85	8.47	7.00	8.43	7.67	0.04	0.68
<b>5</b>	92881,64	8.16	7.13	8.43	7.97	0.27	0.80
<b>Somme</b>	586210.89						

**Tab.IV.9** : résultats des différents centres de gravité et de rigidité

#### **IV.6.2.2. Excentricité accidentelle :**

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05L$  ( $L$  étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de d'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

NIVEAU	LX (m)	LY (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
RDC	16.50	18.15	0.83	0.91
1	16.50	18.15	0.83	0.91
2	16.50	18.15	0.83	0.91
3	16.50	18.15	0.83	0.91
4	16.50	18.15	0.83	0.91
5	16.50	18.15	0.83	0.91

**Tab.IV.10** : Excentricité accidentelle

### **IV.6.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :(Art 4.2.5) RPA99

$$V = F_t + \sum F_i$$

F<sub>t</sub> : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} \text{si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \cdot T \cdot V \\ \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

Les forces F<sub>i</sub> sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

Avec :

F<sub>i</sub> : effort horizontal revenant au niveau i

h<sub>i</sub> : niveau du plancher où s'exerce la force i

h<sub>j</sub> : niveau d'un plancher quelconque.

W<sub>i</sub> ; W<sub>j</sub> : poids revenant au plancher i ; j

#### **IV.6.3.1. Distribution horizontale des forces sismiques:**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

❖ les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

▪ **Sens longitudinal :**

Etage	Fx (kN)	Fy (kN)	Fx sur les poteaux	Fz	Fy sur les poteaux	Fz sur les voiles
RDC	853,93	47,73	324,54	-16855,64	12,55	-3066,26
1	812,89	40,79	333,55	-13725,32	9,78	-2300,35
2	733,17	37,58	356,20	-10804,94	10,19	-1789,90
3	617,37	32,89	330,43	-7967,67	9,50	-1253,02
4	459,95	25,75	265,95	-5157,01	8,77	-736,98
5	264,93	20,22	248,92	-2342,88	11,28	-239,55

**Tab.IV.11** : les forces sismiques (sens X-X)

**IV.6.3.1.1. Vérifications:** selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{356,20}{853,93} = 0,41 \% \geq 25 \% \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{12,55}{47,73} = 26,29 \% \geq 25\% \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$\frac{F_{zvoile}}{F_{ztotal}} = \frac{3066,26}{16855,64} = 18 \% \leq 20 \% \text{ vérifie}$$

▪ **Sens transversal :**

Etage	Fx (kN)	Fy (kN)	Fx sur les poteaux	Fz	Fy sur les poteaux	Fz sur les voiles
RDC	47,73	772,43	24,45	-16855,64	203,62	-3281,86
1	40,20	729,45	18,77	-13725,32	219,60	-2345,67
2	36,46	659,95	18,58	-10804,94	252,38	-1781,85
3	31,81	558,90	17,14	-7967,67	248,21	-1304,01
4	25,51	422,23	14,09	-5157,01	216,49	-813,13
5	21,21	251,44	14,92	-2342,88	220,95	-316,10

**Tab.IV.12** : les forces sismiques (sens Y-Y)

**IV.6.3.1.1. Vérifications:** selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{24.45}{47.73} = 51 \% \geq 25 \% \dots\dots\dots \text{vèrifie}$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{yttotal}} = \frac{252.38}{772.43} = 32 \% \geq 25\% \dots\dots\dots \text{vèrifie}$$

$$\frac{F_{zvoile}}{F_{ztotal}} = \frac{3281.86}{16855.64} = 19 \% \leq 20 \% \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**IV.7. Vérification les déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

$\delta_{ck}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

R : coefficient de comportement = 5

$\Delta_K$  : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à  $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

**Sens longitudinal (EX) :**

Etage	$\Delta_{x(cm)} = \delta_k - \delta_{k-1}$
5	0.5
4	0.6
3	0.7
2	0.7
1	0.7
RDC	0.3

**Tab.VI.13 :** valeur des déplacement (sens X-X)

**Sens transversal (EY) :**

Etage	$\Delta_{x(cm)} = \delta_k - \delta_{k-1}$
5	0.8
4	0.8
3	0.9
2	0.9
1	0.7
RDC	0.3

**Tab.VI.14 :** valeur des déplacement (sens Y-Y)

**Donc:**  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$  sont inférieurs à  $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(30.6) = 0,0306m = 3.06cm$ .

#### **IV.8. Justification de l'effet P- $\Delta$ :**

L'effet du second ordre (ou effet de P- $\Delta$ ) peut être négligé lorsque la condition

Suivante est satisfaite à tous les niveaux : **L'article 5.9 du RPA99/version2003**

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0, 10$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k :

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_k = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

- **Sens longitudinal :**

Niveau	$W_i$ (T)	$p_k$ (T)	$\Delta_k$ (m)	$V_x$	$h_k$ (m)	$\Theta$	<0.1
5	928,81	928,81	0.005	264,93	3.06	0.00573	vérifie
4	986,65	1915.46	0.006	459,95	3.06	0,00817	vérifie
3	986,65	2902.11	0.007	617,37	3.06	0.01076	Vérifie
2	986,65	3888.76	0.007	733,17	3.06	0.01213	Vérifie
1	986,65	4875.41	0.007	812,89	3.06	0,01327	Vérifie
RDC	986,65	5862.06	0.003	853,93	3.06	0.00744	Vérifie

**Tab.IV.15 :** Les effets de second ordre (effet P- $\theta$ ) (XX)

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

- **Sens transversal :**

Niveau	Wi (T)	p <sub>k</sub> (T)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>y</sub>	h <sub>k</sub> (m)	Θ	<0.1
5	928,81	928,81	0.008	251,44	3.06	0.00966	Vérifie
4	986,65	1915.46	0.008	422,23	3.06	0,01186	Vérifie
3	986,65	2902.11	0.009	558,90	3.06	0.01527	Vérifie
2	986,65	3888.76	0.009	659,95	3.06	0.01733	Vérifie
1	986,65	4875.41	0.007	729,45	3.06	0.01529	Vérifie
RDC	986,65	5862.06	0.003	772,43	3.06	0.00744	Vérifie

**Tab.IV.16 :** Les effets de second ordre (effet P-θ) (Y-Y)

#### **IV.9. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M<sub>r</sub> : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M<sub>s</sub> : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

- **Sens longitudinal :**

$$M_s = 58620.6 \times 18.36/2 = 538137.10 \text{ KN.m}$$

Niveau	T (KN)	F <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	F <sub>i</sub> ×h <sub>i</sub> (KN.m)
1	853,93	41.04	3.06	125.58
2	812,89	97.72	6.12	598.04
3	733,17	115.8	9.18	1063.044
4	617,37	157.42	12.24	1926.82
5	459,95	195.02	15.30	2983.806
6	264,93	264.93	18.36	4864.11
MRx				11561.104

Tab.VI.17 : Le renversement (xx)

✓ Vérification :

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = \frac{538137.10}{11561.104} = 46 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

• Sens transversal :M<sub>s</sub>= 538137.10 KN.m

Niveau	T (KN)	F <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	F <sub>i</sub> ×h <sub>i</sub> (KN.m)
1	772,43	42.98	3.06	131.51
2	729,45	69.5	6.12	425.34
3	659,95	101.05	9.18	920.639
4	558,90	135.77	12.24	1661.82
5	422,23	190.88	15.30	2920.46
6	251,44	251.44	18.36	4601.35
MRy				10661.12

Fig.IV.18 : Le renversement (Y-Y)

- **Vérification:**

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = \frac{538137.10}{10661.12} = 50.47 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

**IV.9 : Conclusion :**

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

*Chapitre V*  
*Ferraillage des*  
*éléments*  
*structuraux*

## v- Ferrailage des éléments structuraux

### Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

### -Les combinaisons d'actions :

-Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35G + 1,5 Q \quad \text{l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{l'E.L.S}$$

-Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q \pm E \quad (1)$$

$$0,8G \pm E \quad (2)$$

### V.1. Pour le portique :

#### V.1.1. Les poteaux :

$$\underline{\text{À l'ELU}} : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\underline{\text{À l'ELS}} : G + Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison (1.35G+1.5Q et G+Q) donne un effort normal maximal et un moment correspondant ( $N_{\max}, M_{\text{corr}}$ ).

→ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

- La combinaison (0.8G±E) donne un effort normal minimum et un moment correspondant ( $N_{\min}, M_{\text{corr}}$ ).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale)

### V.1.2. Les poutres :

à l'ELU :  $1,35G + 1,5 Q$ ..... (BAEL 91)

à l'ELS :  $G + Q$

$G + Q \pm E$  .....(RPA99)

$0,8G \pm E$

- La combinaison  $(G+Q \pm E)$  donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison  $(0.8G \pm E)$  donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

### V.1.3. Pour les voiles :

$G + Q \pm E$  .....(RPA99)

$0,8G \pm E$

### V.2. Ferrailage des éléments porteurs :

- Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

#### V.2.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

#### - Le ferrailage :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

(B)
(A)

**- Le Moment fictif :**

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

**- Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

❖ **Selon le BAEL :**

- ELU : 1,35 G + 1,5 Q

-EL.S : G + Q

❖ **Selon le RPA99 :**

- G + Q ± E (M<sub>max</sub> → N<sub>corr</sub>)

- 0,8 G ± E (N<sub>min</sub> → M<sub>corr</sub>)

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

**- Recommandation de (RPA 2003) :**

1/ Pourcentage minimal (zone I) : 0,7 %

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12 mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas Dépasser 25 cm (zone I).

**-Armatures transversales :****➤ BAEL91 :(art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement :  $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} )$

3/ La quantité des armatures transversales  $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si  $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

**➤ RPA99(VER2003):**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants  $\rho_a = 2.5$  Si  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  Si  $\lambda_g < 5$ .

$S_t$  : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale :  $S_t \leq \min (10 \phi_1, 15 \text{ cm} )$

- La zone courante :  $S_t \leq 15 \phi_1$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

**-Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

❖ D'après le **RPA99 ver 2003** :

➤  $G + Q \pm E$  ..... (5.1)

➤  $0.8 G \pm E$  ..... (5.2)

❖ D'après le **BAEL 91** :

$1.35 G + 1.5 Q$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

- $N^{\max}$  :  $M^{\text{correspondant}}$
- $N^{\min}$  :  $M^{\text{correspondant}}$
- $M^{\max}$  :  $N^{\text{correspondant}}$

**Calcul du ferraillage :**

Soit le poteau du RDC (dimension 45×45) :

$c = c' = 4 \text{ cm}$ ;  $s = 40 \times 50 \text{ (cm)}$ ; acier  $F_e E400$ ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa}$ ;  $h = 3.06 \text{ m}$  : hauteur totale du Poteau.

ELU		$G+Q-E_y$		$0,8G+E_x$		ELS	
$N_{MAX}$ (KN)	$M_{COR}$ (KN.M)	$M_{MAX}$ (KN.M)	$N_{COR}$ (KN)	$N_{MIN}$ (KN)	$M_{COR}$ (KN.M)	$N_{MAX}$ (KN)	$M_{COR}$ (KN.M)
<b>1416.33</b>	<b>37.58</b>	<b>75.28</b>	<b>630.50</b>	<b>710.78</b>	<b>24.00</b>	<b>1027.27</b>	<b>27.36</b>

**Ferrailage longitudinal :**

$$N_{\max} = 1416330 \text{ N} ; \quad M_{\text{corr}} = 37580 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{MAX}} = 75280 \text{ N.m} ; \quad N_{\text{cor}} = 27360 \text{ N}$$

$$N_{\min} = 9240 \text{ N} ; \quad M_{\text{corr}} = 24000 \text{ N.m}$$

❖ **(ELU):**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à **L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{37.58}{1416.33} = 0.0265 \text{ m} = 2.65 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 2.65 = 4.65 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$4,76 < \max (15 ; 1,004)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \quad \Phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 14,82$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,82$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,5} (2 + 2 \times 0,82) = 0,010 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 4,65 + 1 = 5,65 \text{ cm}$$

$$e = 5,65 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 1416,33 \times 0,0565 = 80022,65 \text{ N.m}$$

❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 1416330 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 37580 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 4) \cdot 40 \times 50 \times 14,2 \text{ (N.m)}$$

$$A = 386524 \text{ m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 37580 + 1416330 \left( 0,46 - \frac{0,5}{2} \right) = 297466,88 \text{ N.m}$$

$$B = 1416330(0,46 - 0,04) - 297466,88 = 297391,72 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{297466.88}{14.2 \times 40 \times 46^2} = 0.00025$$

$$\overline{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.00031; \beta = 0.999)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{192220.46}{348 \times 0.999 \times 46} = 18.60 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma}_s} = 18.60 - \frac{1416330}{100 \times 348} = -13.74 \text{ cm}^2$$

❖ (G+Q-Ey):

$$M_{\text{MAX}} = 75280 \text{ N.m} ; N_{\text{cor}} = 630500 \text{ N}.$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{75280}{630500} = 0.12 \text{ m} = 12 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 12 = 14 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.45} (2 + 2 \times 0.82) = 0.0100 \text{ m}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 12 + 1.0 = 13 \text{ cm}$$

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

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 630500 \times 0.13 = 81965 \text{ N.m}.$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 630500 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 81965 \text{ N.m}.$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b.h. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 4) 40 \times 50 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 503570 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 81965 + 630500(0.46 - \frac{0.5}{2}) = 214370 \text{ N.m}$$

$$B = 630500(0.46 - 0.04) - 214370 = 50440 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{214370}{18.5 \times 40 \times 46^2} = 0.137$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentel le.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.185; \beta = 0.926)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{214370}{400 \times 0.926 \times 46} = 12.58 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 12.58 - \frac{630500}{100 \times 400} = -3.18 \text{ cm}^2$$

❖ (0,8G+E):

$$N_{\min} = 710780 \text{ N} ; \quad M_{\text{corr}} = 24000 \text{ N.m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{L}{250})$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{24000}{710780} = 0.034 \text{ m} = 3.4 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 3.4 = 5.4 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.5} (2 + 2 \times 0.82) = 0.010m$$

$$e = e_1 + e_2 = 5.4 + 1 = 6.4cm$$

$$e = 0.064m$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 710780 \times 0.064 = 45489.92 \text{ N.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 710780N ; M_{\text{corrigé}} = 45489.92 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 4) 40 \times 50 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 5035.7N.m$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 45489.92 + 710780 (0.46 - \frac{0.5}{2}) = 194753.72N.m$$

$$B = 710780(0.46 - 0.04) - 194753.72 = N.m$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{58307.58}{18.5 \times 40 \times 46^2} = 0.042$$

$$\overline{\sigma}_b = 18.5Mpa, \overline{\sigma}_s = 400Mpa. \Leftrightarrow \text{situation - accidentel le.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.0536; \beta = 0.979)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{194753720}{400 \times 0.979 \times 46} = 10.81cm^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10.81 - \frac{710780}{100 \times 400} = -6.96cm^2$$

### **V.2.1.1. Vérification des sections :** RPA (99ver2003)

❖ D'après (**RPA2003**) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\text{min}} = 0.7\% (h \cdot b) = 0.007 (40 \times 50) = 14cm^2 \quad \text{Zone I}$$

- **Condition de non fragilité** : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23d.b.\frac{f_{t28}}{f_e} = 2.22\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) = 14\text{cm}^2$$

On adopte : 8HA16 = 16.08cm<sup>2</sup>

Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N<sub>ser</sub>, M<sub>ser</sub>)

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$

**Les poteaux sont calculés en flexion composée.**

N<sub>ser</sub>=1027270 N; M<sub>ser</sub>=27360N.m.

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{27360}{1027270} = 0.026\text{m} \quad e_0 = 0.026 < \frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.0833$$

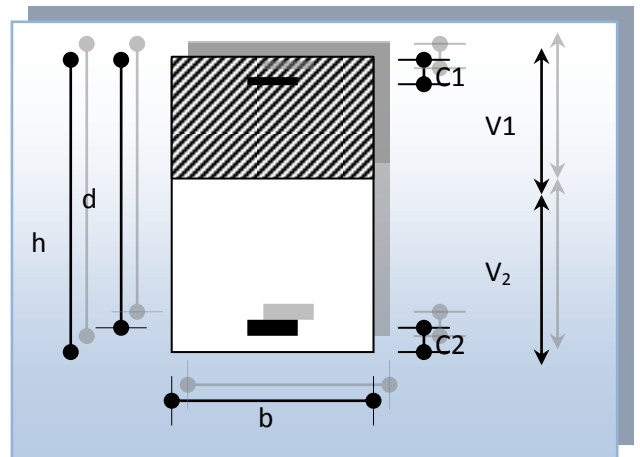
La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 40 \times 50 + 15(16.08) = 2241.2\text{cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 22.34 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 22.34 = 27.66 \text{ cm}$$



**Fig.V.1 : section de poteau**

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{45}{3}(22.5^3 + 22.5^3) + 15[8.04(22.5 - 4)^2 + 8.04(22.5 - 4)^2] = 424269.45 \text{ cm}^4$$

- Armatures transversales :

### V.2.1.2. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 67.54 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{42.65 \times 10^3}{400 \times 460} = 0.23 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,23 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{conditions vérifiées.}$$

-Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivante : 
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.40} \text{ ou } \frac{2.142}{0.50} \right) \lambda_g = (4.28) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ . en prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ La zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

-En prend  $S_t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 42650 \times 0.15}{50 \times 235} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.79 \text{ cm}^2 \text{ soit 4 cadres de } \Phi 8 A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

### **V.2.1.3. Vérification des cadres des armatures minimales** : d'après

➤ **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale  $t=10$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant :  $t=15$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

➤ BAEL91 : (art A.8.1, 3) :

$$1/ \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$  Condition Vérifiée

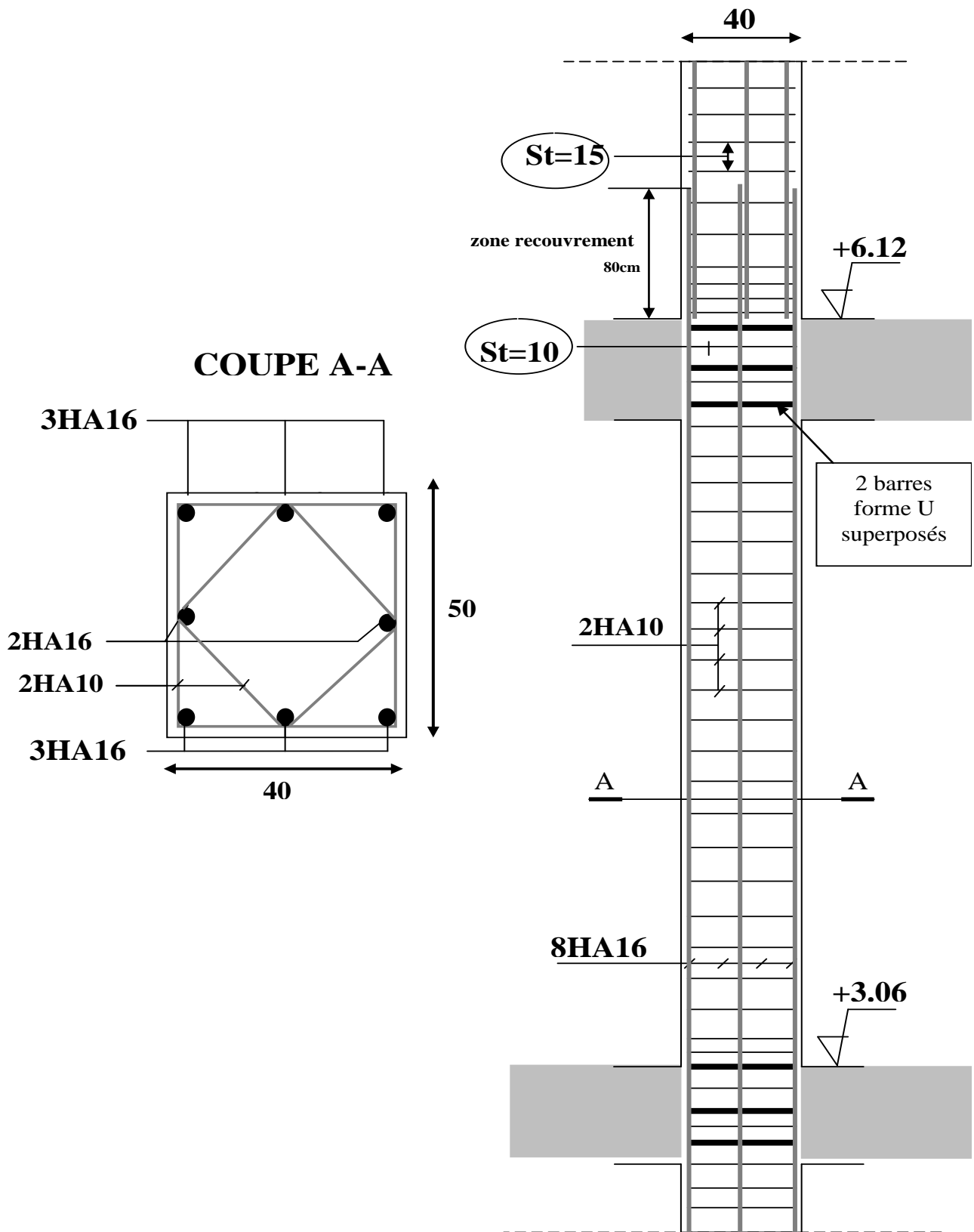
2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (24 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$  Condition Vérifier

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

$S_{POT}(\text{cm}^2)$	$A_{CAL}(\text{Cm}^2)$	$N^{\text{mbr}}$ des barres	$A_{\text{adapt}}(\text{cm}^2)$
40x50	14	8HA16	16.08



**Fig.V.1.FERRAILLAGE**

**POTEAUX (40×50)**

**Fig.V.2 : schéma de ferrailage poteau**

**V.2.2. Ferrailage des poutres :****Introduction :**

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **BAEL91 :**

$$❖ \text{ Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{A.4.2})$$

$$❖ \text{ Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{B.6.4})$$

**V.2.2. 1. Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  avec :

$$❖ \bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$❖ \bar{\tau} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

**- Détermination de l'armature transversale :**

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement  $S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm})$ .

Section minimale  $A_t$  des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \text{ Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme d'une poutre  $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$  d'après Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

$b_0$  : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures

droites :  $K=1$ ,  $\alpha = \frac{\pi}{2}$  alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

**- Condition de non fragilité :**

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

### **V.2.2. 2. Vérification de la flèche : (BAEL91art B.6.5)**

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

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

Avec :

❖  $M_t$  : moment max en travée.

❖  $M_0$ : moment isostatique minimal.

- ❖  $B_0$  : largeur de la poutre.
- ❖  $d$  : hauteur utile.
- ❖  $A$  : Section d'armature

**- Recommandation RPA99/version2003:**

-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

- $40\phi$  en zone IIa

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

***Nota : La présence de ces cadres (2\*2U6) permet un bon comportement du nœud lors du séisme (évite l'éclatement du nœud)***

-Armatures transversales : (RPA99/2003 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont

Nécessaires: minimum de  $(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale:  $s \leq h/2$

- Exemple de calcul :

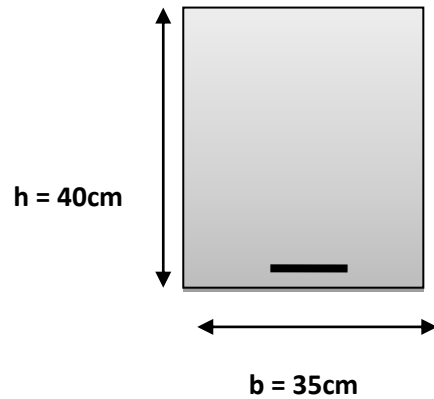
- Poutre principale : (35x40) cm

### V.2.2.3. Ferrailage longitudinal :

- L'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

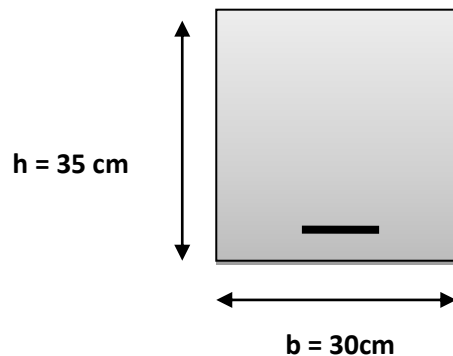


- Poutre secondaire : (30x35) cm

- L'enrobage:

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75 \Rightarrow C = 2.75 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm}$$



$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$  (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

### -E.L.S.:

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la Vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

**V.2.2. 4. Vérification nécessaire pour les poutres :**

- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; F_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 35 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

- Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 35 = 1,40 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 35 \times 30 = 1,05 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :  $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \times h$ .

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% b.h & \text{en zone courante} \\ 6\% b.h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

-En Travée :

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	$\sigma_b$	$\sigma_s$
Poutre principale	40	35	37	14,2	348
Poutre Secondaire	35	30	32	14,2	348

**E.L.U** : Combinaison (1.35G + 1.5Q)

	M (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	B	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Poutre principale</b>	48870	0.072	0.392	0.0935	0.963	3.94
<b>Poutre secondaire</b>	21910	0.0502	0.392	0.0644	0.974	2.02

E.L.S : Combinaison (G + Q)

	$M_U$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\alpha$	$\Gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
<b>Poutre principale</b>	48870	35720	0.0935	1.37	0.435	Vérifiée
<b>Poutre secondaire</b>	21910	15760	0.0644	1.39	0.445	Vérifiée

Tableau Récapitulatif :

	$A_{cal}$	$A_{min}^{BAEL}$	$A_{min}^{RPa}$	$A_{min}^{BAEL}$	$A_{max}$	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	3.94	1.4	7.00	1.56	7.00	3T12+2T16 =7.41
<b>Poutre secondaire</b>	2.02	1.05	5.25	1.16	5.25	5T12 = 5.65

-Combinaison (G + Q  $\pm$ E et 0.8G $\pm$ E)

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Poutre principale</b>	40	35	37	18.5	400
<b>Poutre secondaire</b>	35	30	32	18.5	400

	M (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	A	B	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	34810	0.039	0.392	0.0497	0.980	2.40
<b>Poutre secondaire</b>	18540	0.033	0.392	0.0419	0.983	1.47

Tableau Récapitulatif :

	$A_{cal}$	$A_{min}^{BAEL}$	$A_{min}^{RPA/2}$	$A_{min}^{BAEL}$	$A_{max}$	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre</b>	2.40	1.4	7.00	1.56	7.00	3T12+2T16 =7.41
<b>Poutre</b>	1.47	1.05	5.25	1.16	5.25	5T12 = 5.65

Sur Appuis :

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	$\sigma_b$	$\sigma_s$
Poutre principale	40	35	37	14,2	348
Poutre Secondaire	35	30	32	14,2	348

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q)

	M (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	A	B	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	93360	0.137	0.392	0.1851	0.926	7.83
<b>Poutre secondaire</b>	36580	0.0838	0.392	0.1095	0.956	3.44

E.L.S : Combinaison (G + Q)

	$M_U$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\alpha$	$\Gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
<b>Poutre principale</b>	93360	67050	0.1851	1.39	0.445	Vérifiée
<b>Poutre secondaire</b>	36580	26600	0.1095	1.37	0.435	Vérifiée

Tableau Récapitulatif :

	$A_{cal}$	$A_{min}^{BAEL}$	$A_{min}^{RPA}$	$A_{min}^{BAEL}$	$A_{max}$	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	7.83	1.4	7.00	1.56	7.83	3T16+2T14 =9.11
<b>Poutre secondaire</b>	3.44	1.05	5.25	1.16	5.25	5T12 = 5.65

-Combinaison (G + Q + E et 0.8G±E)

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Poutre principale</b>	40	35	37	18.5	400
<b>Poutre secondaire</b>	35	30	32	18.5	400

	M (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	B	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	94810	0.107	0.392	0.1418	0.943	6.79
<b>Poutre secondaire</b>	33510	0.058	0.392	0.0474	0.810	3.23

Tableau Récapitulatif :

	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA/2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$	$A_{max}$	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>P principale</b>	6.79	1.4	7.00	1.34	7.83	3T16+2T14 =9.11
<b>P secondaire</b>	3.23	1.05	5.25	1.16	5.25	5T12 = 5.65

**V.2.2. 5.Vérification de la flèche :** BAEL91 (art. B.6.5.1)

-Les Poutres Principales :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00611 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.1 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.0026 \dots\dots CV$$

-Les Poutres Secondaires :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0875 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0055 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0875 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots CV$$

**V.2.2. 6.Vérification de la Contrainte de Cisaillement :** BAEL 91 (art. A.5.1.1)

-Les poutres Principales :

$$T_u^{\max} = 122.21 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{122210}{350 \times 370} = 0.94 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C, V)$$

-Les Poutres Secondaires :

$$T_u^{\max} = 38.18 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{38180}{300 \times 320} = 0.41 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{e28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3.33MPa \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.41 MPa < \bar{\tau} = 3.33 MPa \dots\dots\dots (C, V)$$

### Les Armatures Transversales :

-Les Poutres Principales :

-En zone nodale : **RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t; 30cm) = 10cm.$$

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante: **RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20cm \rightarrow S_t = 15 cm$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9.d; 40cm) / d = 37cm$$

$$S_t \leq \min (33.3 cm; 40cm) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Section minimale des armatures transversales: **BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{15 \times 0,4 \times 35}{400} = 0.525 \text{ cm}^2$$

**-Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 1.05 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

-Les Poutres Secondaires:

**En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t; 30cm) = 10cm.$$

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversales.

**-En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 17.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$S_t \leq \min(28.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \rightarrow$  la condition est vérifiée

- Section minimale des armatures transversales: **BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

**-Condition exigée par le RPA2003 :**

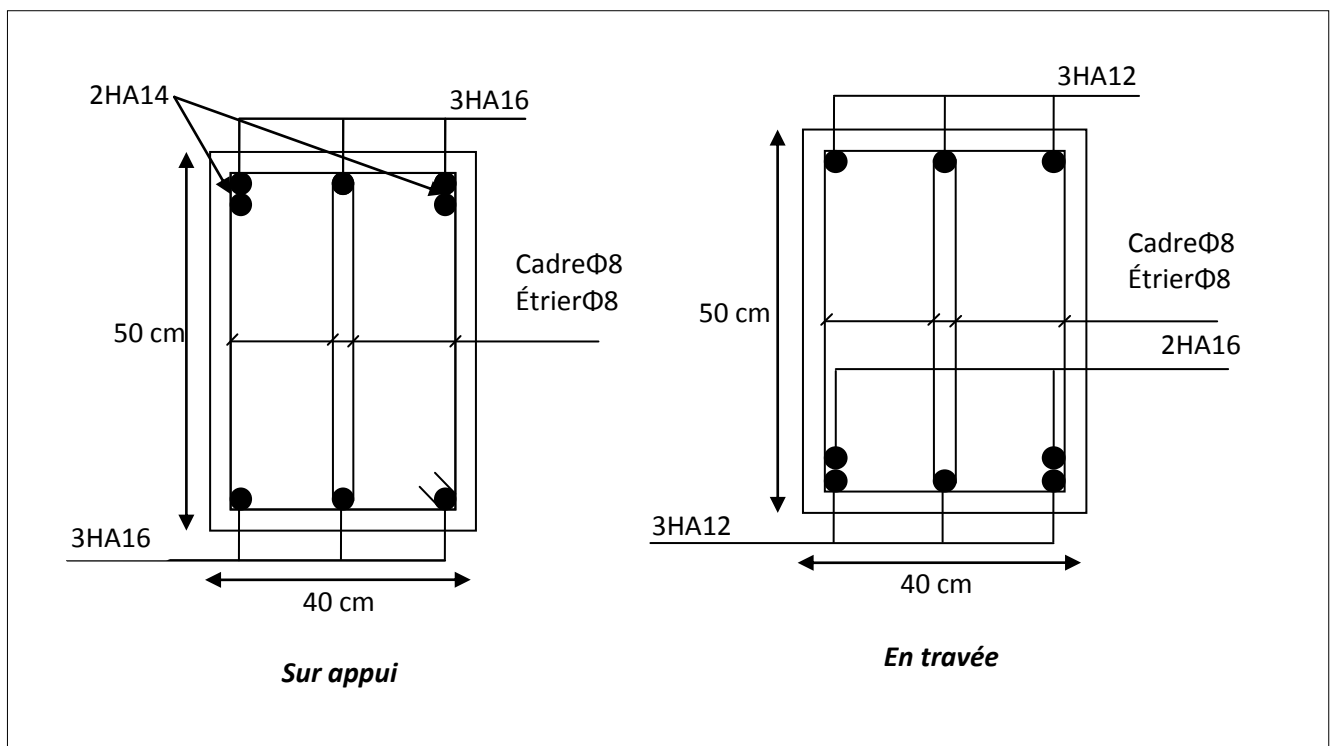
La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

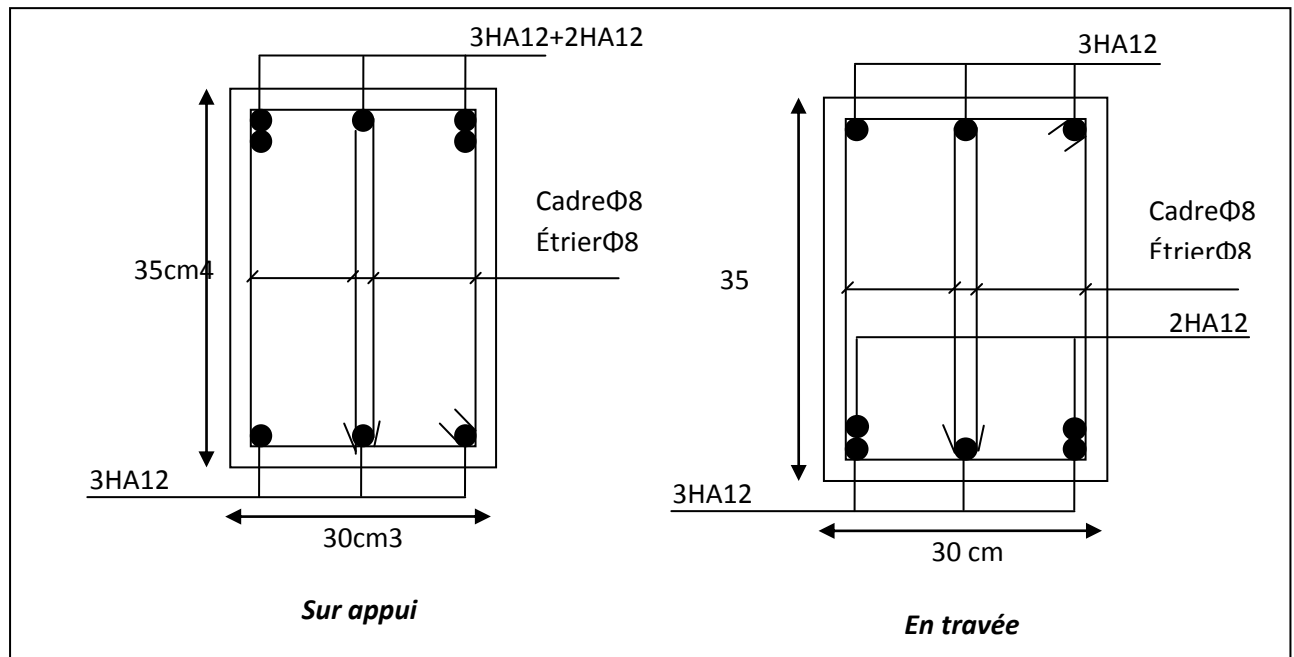
$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 0,9 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**Présentation du Ferrailage :**



**Fig.V.3 : schéma de ferrailage de poutre principale**



**Fig.V.4 : schéma de ferrailage de poutre secondaire**

### **V.3.Ferrailage des voiles :**

#### **- Introduction :**

-Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

#### **-Types d'armatures :**

##### **-Armatures verticales :**

-Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %.**

-Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

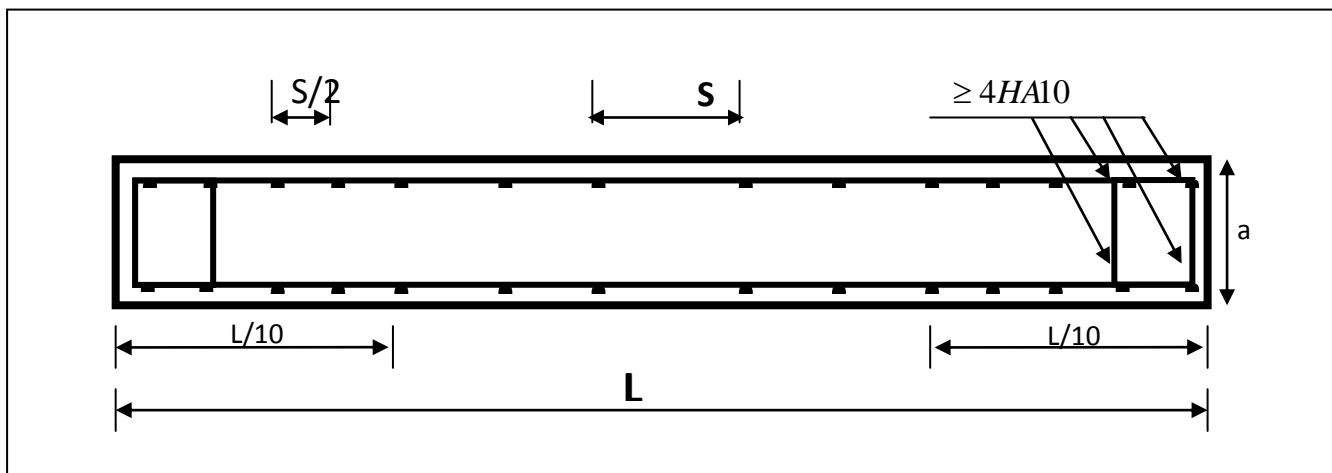
Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à



**Fig. V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles**

#### **-Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.



-Calcul de la section d'armature :

### V.3.1. Ferrailage vertical :

➤ Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

### -Etapas de calcul

#### - Détermination de la nature de la section :

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :  $\frac{h}{6}$ )

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ( $e = \frac{M}{N}$ ).

#### - Calcul des sections suivant leurs natures :

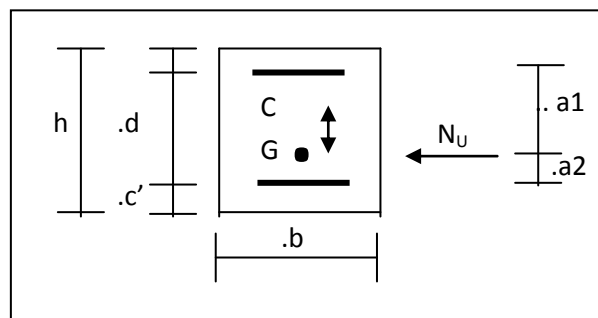
➤ Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

**-Remarque :** Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par :

$$\text{Avec : } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\% \quad A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si:  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données

$$\text{par : } A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

➤ Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins.}$$

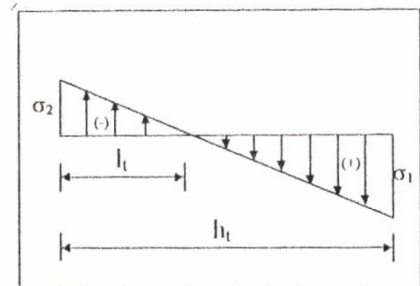


Fig.1

❖ 1<sup>ere</sup> cas (S.P.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

❖ 2<sup>eme</sup> cas (S.E.T) :  $\sigma_1 \leq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h$ .

❖ 3<sup>eme</sup> cas (S.E.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \geq 0$  ;  $l_t = 0$

➤  $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$

➤  $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$

➤  $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$  (en zone courante)

-Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

•  $N = 0,8 N_G \pm N_E$

•  $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

•  $N = N_G + N_Q \pm N_E$

•  $M = M_G + M_Q \pm M_E$

-Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité

c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

-Calcul de la section d'armature :selon les règles BAEL 91

-Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

$$G+Q \pm E_y:$$

$$M=644.58 \text{KN.m}$$

$$N=824.18 \text{ KN}$$

$$h = 2.0 \text{ m} \quad ; c=5\text{cm}$$

$$d = h - c = 1.95 \text{ m} \quad ; a=0,20\text{m}$$

**Détermination de l'excentricité e :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{644.58}{824.18} = 0.78\text{m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c^2) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 200 - 0.81 \times 5) 200 \times 20 \times 18.5$$

$$A = 4687.9 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 644.58 + 824.18(1.95 - 1.0) = 1427.55 \text{ KN.m}$$

$$B = 824.18 (1.95 - 0.05) - 1427.55 = 138.39 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

#### -Vérification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 0.78}{2.0} = 7.8$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 2.0}{2.0} = 0.8$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.8 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

#### - Calcul de ferrailage :

#### -Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1427.55 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1427.55 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 195^2} = 0.10 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.131$$

$$\beta = 0.947$$

Donc  $A'_f = 0$

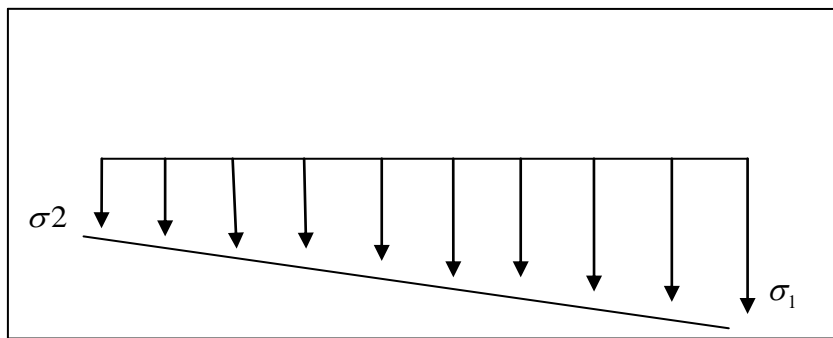
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \beta d} = \frac{1427.55 \times 10^3}{400 \times 0.947 \times 195} = 19.32 \text{ cm}^2$$

-Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \sigma_s} = 19.32 - \frac{824.18 \times 10^3}{100 \times 400} = -1.28 \text{ cm}^2$$

-L'armature verticale minimale:

-d'après (RPA99,version 2003) Suivant la formule de *Navier Bernoulli*



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{824.18 \times 10^3}{200 \times 2000} + \frac{6 \times 644.58 \times 10^6}{200 \times (2000)^2} = 6.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{824.18 \times 10^3}{200 \times 2000} - \frac{6 \times 644.58 \times 10^6}{200 \times (2000)^2} = -2.77 \text{ MPa}$$

$$\diamond \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = 0$$

Alors  $A_{\min}^{RPA} = 0$

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$$

$$\text{Alors on prend } A = 6.16 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$h' = h - 2lt > 0$$

$$A_{min2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (200) = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 6.04 + 4 = 16.32 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 6 \text{ cm}^2$$

**-L'espacement:**

**d'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(20 \times 1.5 ; 30 \text{ cm})$$

$$\text{On prendre } : S = 20 \text{ cm}$$

**Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

$$\text{On prendre } : D = 10 \text{ cm}$$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

**-Choix d'armature:**

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adop}}{2} = \frac{16.32}{2} = 8.16 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit } : A_{nap1} = 6\text{HA}10 + 9\text{HA}10 = 11.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{nap2} = 6\text{HA}10 + 9\text{HA}10 = 11.78 \text{ cm}^2$$

**Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 591.65 \times 10^3}{200 \times 1950} = 2.12 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

a : épaisseur du voile (a = 20 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 200 cm)

**-Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

**Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{\min}^s = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{hor} = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**L'espacement:**

On a pour chaque nappe  $5\phi 8$  par ml , donc on prend  $s_t = 20 \text{ cm}$

Armatures transversale : (armatures perpendiculaire aux faces du mur )

D'après les RPA 99 , les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré , on prendra 05 épingle /m<sup>2</sup>

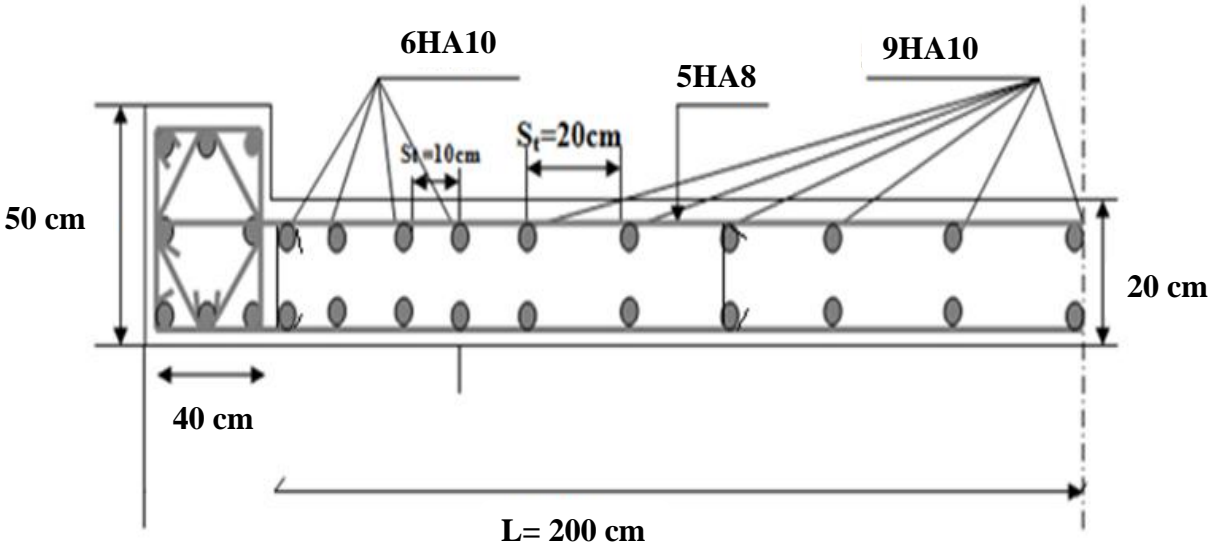


Fig.V.6 : Ferrailage de voile

*Chapitre VI*  
*Etude des*  
*fondations*

**VI - ETUDE DES FONDATIONS****Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges Provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges Climatiques et sismiques.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

**VI.1.1.Choix du type de fondations :**

Avec une capacité portante du terrain égale à 2.5bars, Il y a lieu de projeter à priori, des Fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour ce la, nous allons procéder à une Première vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment (Semelle/S bâtiment<50%).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol}=1.7bars$$

$$S \geq \frac{1027.27 \times 10^3}{0.17} = 6.04m^2$$

$$S_s = 6.04 \times 21 = 126.84m^2$$

$$S_b = 260.19m^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{126.84}{260.19} = 48.74\%$$

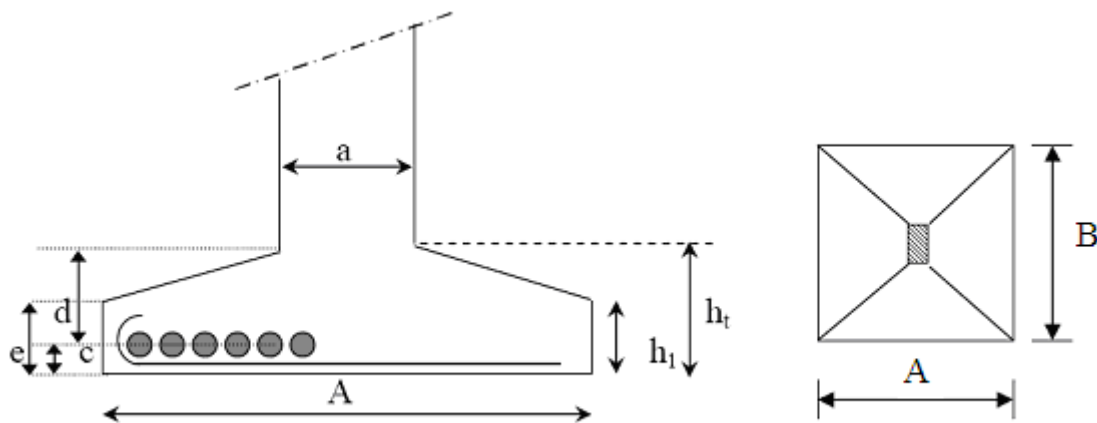
Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles :

- semelles isolées sous poteaux.
- semelles filantes sous voile.

### **VI.1.2.semelle isolée :**

#### **-Pré dimensionnement des semelles isolées :**

En appelant A et B les cotés de la semelle aux cotés a et b du poteau deux conditions à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré.



**Figure.VI.1- Schéma de principe d'une semelle isolée**

### **VI.1.3.Vérification de la Semelle Isolée :**

Selon l'article 10.1.4.1 des RPA99/Version 2003 Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

1.  $G+Q+E$  : Pour la vérification des contraintes dans le sol.
2.  $0.8G+E$  : Pour la vérification de la stabilité des semelles.

On ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les RPA99/Version 2003 la combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à ELU :  $1.35G+1.5Q$

#### **A-Vérification des contraintes à l'ELS : $G+Q$**

La contrainte moyenne du sol  $\sigma_{moy}$  doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left( 1 \pm \frac{6.e}{A} \right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

**VI.1.4. Etape de calcul de la semelle isolée :**

❖ **Détermination des dimensions de semelle :**

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\text{ser}}}{A.B} \left( 1 + \frac{3e_0}{A} \right) \leq \sigma_{\text{adm}} \quad \text{« Résoudre l'équation du 3<sup>ème</sup> degré »}$$

❖ **Condition de stabilité « non soulèvement » :**

- Selon BAEL91 on a que :  $e_0 \leq \frac{A}{6}$

- Selon RPA 99 on a que :

D'après le RPA 99 version 2003 – art10.1.5 – page 81 on a :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

❖ **Condition de rigidité :**

$$d \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\}$$

$$h = d + 5cm$$

❖ **Condition de poinçonnement :**

$$c \geq 1.44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{bc}}}$$

❖ Ferrailage :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N_u}{A.B} \left(1 - \frac{3e_0}{A}\right) \quad ; \quad \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$N' = \sigma_{moy} \cdot A.B \quad ; \quad A_x = \frac{N'(A-a)}{8d\bar{\sigma}_s} \quad ; \quad A_y = \frac{N'(B-b)}{8d\bar{\sigma}_s}$$

❖ Calcul de la hauteur libre h' :

$$h' = 6\Phi + 6cm$$

Exemple de calcul :

Soit une semelle isolée sous poteau(20) :

**ELS:**  $N_{ser}=1006.09 \text{ KN};$

$$M_{ser}=0.19 \text{ KN.m.}$$

**ELU:**  $N_u= 1392.11 \text{ KN}$

$$M_u=0.27 \text{ KN.m}$$

$\sigma_{sol}=1.7 \text{ bar.}$

❖ Détermination des dimensions de semelle :

Considérons une semelle rectangulaire A \* B située sous un poteau rectangulaire :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.27}{1392.11} = 0.00019m$$

$$\frac{a}{A} = \frac{b}{B} \quad \rightarrow \quad B = \frac{A \times b}{a}$$

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$A \left(\frac{A \times b}{a}\right) \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \rightarrow \quad \frac{A^2 \times b}{a} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \rightarrow \quad A^2 \geq \frac{N_{ser} \times a}{\sigma_{sol} b}$$

$$A^2 \geq \frac{1392110 \times 500}{0.17 \times 400} = 10.23m^2$$

$$A=3m \leftrightarrow B = 3.75m$$

**Condition de stabilité :**

- Selon BAEL91 on a que :

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow 0.00019 \leq 0.5 \quad \text{..... vérifiée}$$

- Selon RPA 99 on a que :

**❖ Condition de rigidité :**

$$d \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\} ; \quad d \geq \max(65, 32.5) ; \quad \text{On prend: } d=65\text{cm}$$

$$h = d + 5\text{cm} = 65 + 5 = 70\text{cm}$$

**Ferrailage :**

- poteau 20

$$N_{ser}=1006.09\text{KN}$$

$$\sigma_1 = \left( 1 + \frac{6.e_0}{B} \right) \frac{N_{ser}}{AB} = 89.45\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left( 1 - \frac{6.e_0}{B} \right) \frac{N_{ser}}{AB} = 89.40\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy}(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 89.43\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 89.43 < \sigma_{sol} = 170\text{KN/m}^2$$

$$Q' = \sigma(A/4) \times A \times B = 1006.08\text{KN}$$

$$A_x = \frac{Q' \times (A-a)}{8 \times h \times \sigma_s} = 11.35\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte } 6\text{HA}16 = 12.06\text{cm}^2$$

$$A_y = \frac{Q' \times (B-b)}{8 \times h \times \sigma_s} = 16.77 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 9HA16=18.10cm<sup>2</sup>

❖ **Calcul de la hauteur libre h' :**

$$h' \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} = 15.6 \text{ cm} \Rightarrow h' = 16 \text{ cm}$$

❖ **Calcul l'espace de cadres :**

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\Phi) = \min(20 \text{ cm}, 24 \text{ cm})$$

Donc on prend:  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ Soit une semelle isolée sous poteau(17) :

**ELS:**  $N_{ser} = 950.50 \text{ KN};$

$$M_{ser} = 0.06 \text{ KN.m.}$$

**ELU:**  $N_u = 1314.86 \text{ KN}$

$$M_u = 0.09 \text{ KN.m}$$

$\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bar.}$

❖ **Détermination des dimensions de semelle :**

Considérons une semelle rectangulaire A \* B située sous un poteau rectangulaire :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.09}{1314.86} = 0.00006 \text{ m}$$

$$\frac{a}{A} = \frac{b}{B} \rightarrow B = \frac{A \times b}{a}$$

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$A \left( \frac{A \times b}{a} \right) \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow \frac{A^2 \times b}{a} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow A^2 \geq \frac{N_{ser} \times a}{\sigma_{sol} b}$$

$$A^2 \geq \frac{1314860 \times 500}{0.17 \times 400} = 9.66 \text{m}^2$$

$$A = 3.10 \text{m} \leftrightarrow B = 3.87 \text{m}$$

**Condition de stabilité :**

- Selon BAEL91 on a que :

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow 0.00006 \leq 0.51 \quad \text{..... vérifiée}$$

- Selon RPA 99 on a que :

❖ **Condition de rigidité :**

$$d \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\} ; \quad d \geq \max(67.5, 84.25) ; \quad \text{On prend: } d=84.25 \text{cm}$$

$$h = d + 5 \text{cm} = 84.25 + 5 = 89.25 \text{cm}$$

**Ferraillage :**

- poteau 17

$$N_{ser} = 950.50 \text{KN}$$

$$\sigma_1 = \left( 1 + \frac{6 \cdot e_0}{B} \right) \frac{N_{ser}}{AB} = 79.41 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left( 1 - \frac{6 \cdot e_0}{B} \right) \frac{N_{ser}}{AB} = 79.39 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} (A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 79.40 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 79.40 < \sigma_{sol} = 170 \text{KN/m}^2$$

$$Q' = \sigma (A/4) \times A \times B = 950.41 \text{KN}$$

$$A_x = \frac{Q' \times (A-a)}{8 \times h \times \sigma_s} = 10.32 \text{cm}^2$$

On adopte 6HA16 = 12.06cm<sup>2</sup>

$$A_y = \frac{Q' \times (B - b)}{8 \times h \times \sigma_s} = 12.89 \text{cm}^2$$

⇒ On adopte 7HA16 = 14.07cm<sup>2</sup>

❖ Calcul de la hauteur libre h' :

$$h' \geq 6\Phi + 6 \text{cm} = 15.6 \text{ cm} \Rightarrow h' = 16 \text{cm}$$

❖ Calcul l'espace de cadres :

$$S_t \leq \min(20 \text{cm}, 15\Phi) = \min(20 \text{cm}, 24 \text{cm})$$

Donc on prend: St = 20cm

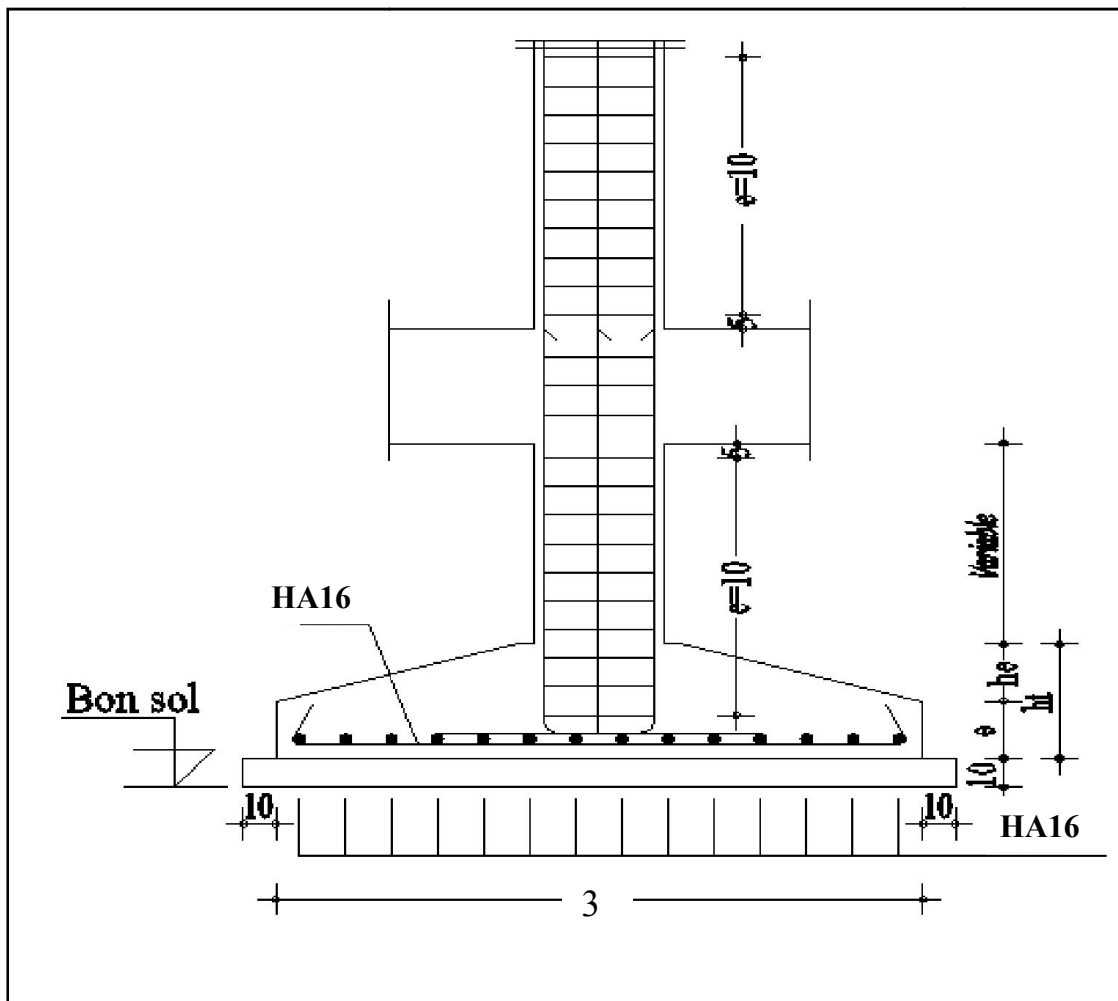


Fig.VI.2 : Schéma de ferrailage de semelle isolée

**VI.1.5.Semelle filantes sous voile :**

Semelle filante (sous voile, sous poteau) :

✓ **Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} + \frac{G + Q}{BL}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol (3 bar)

B:Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voil

Étape de calcul :

✓ **Détermination de la résultante des charges :**

-Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_{ei} + \sum M_i}{R}$$

✓ Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{l}{6} \leftrightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) \quad ; \quad q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q \frac{B}{L} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

✓ **Détermination de la hauteur de la semelle:**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle:**

$$\frac{1}{9} \leq h_t \leq \frac{1}{6}$$

Avec L : la longueur de voile.

➤ **Exemple de calcul:**

ELS:

$$M_{ser} = 7.17KN.m$$

$$N_{ser} = 409.03KN$$

✓ **Détermination de la résultante des charges:**

$$R = N_{ser} = 409.03KN$$

✓ **Détermination de coordonnée de la résultante:**

$$e = \frac{N_i e_i M_i}{R}$$

$$e_i = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{7.17}{409.03} = 0.017 \quad e = \frac{409.03 \times 0.017 \times 7.17}{409.03} = 0.12$$

✓ **Détermination de la distribution par (ml) de la semelle:**

$$e \leq \frac{l}{6} \quad e \leq \frac{3.06}{6} = 0.51$$

-longueur de semelle L :

$$L = L_0 + 2 \times debort + \frac{a_1}{2}$$

$a_1$ : largeur de poteau extrême

En supposant par exemple le déport égal 0.50m, on peut déterminer L

$$L = 2.45m$$

$$q_{max} = 216.04KN$$

$$q_{min} = 216.01KN$$

$$q = \frac{3q_{max} + q_{min}}{4} = 216.03KN$$

$$q \frac{B}{L} = 191.48KN$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle:**

$$B \geq 1.12m$$

Donc : la largeur de semelle sous voile  $B = 2m$

✓ **Calcul de la hauteur libre h:**

$$0.27 \leq h \leq 0.4$$

On adopte  $h = 50cm$

✓ **Ferraillage :**

Ferraillage principale:

$$M_U = 9.79KN.M$$

$$N_U = 560.61KN$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = 0.017$$

$$A_s = \frac{\left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) (B - b) \times N_U}{8d\sigma_s} = 12.17cm^2$$

On adopte **7HA16=14.07**

-L'espacement :

$$S_t \leq \min(20cm, 15\Phi) = \min(20cm, 24cm)$$

Donc on prend:  $S_t = 20cm$

-Ferraillage de répartition :

$$A_r = A_s \frac{B}{4} = 9.93cm^2$$

$$A_s = 12.42 \quad \mathbf{7HA16 = 14.07cm^2}$$

$$A_r = 9.93 \quad \mathbf{7HA14 = 10.78cm^2}$$

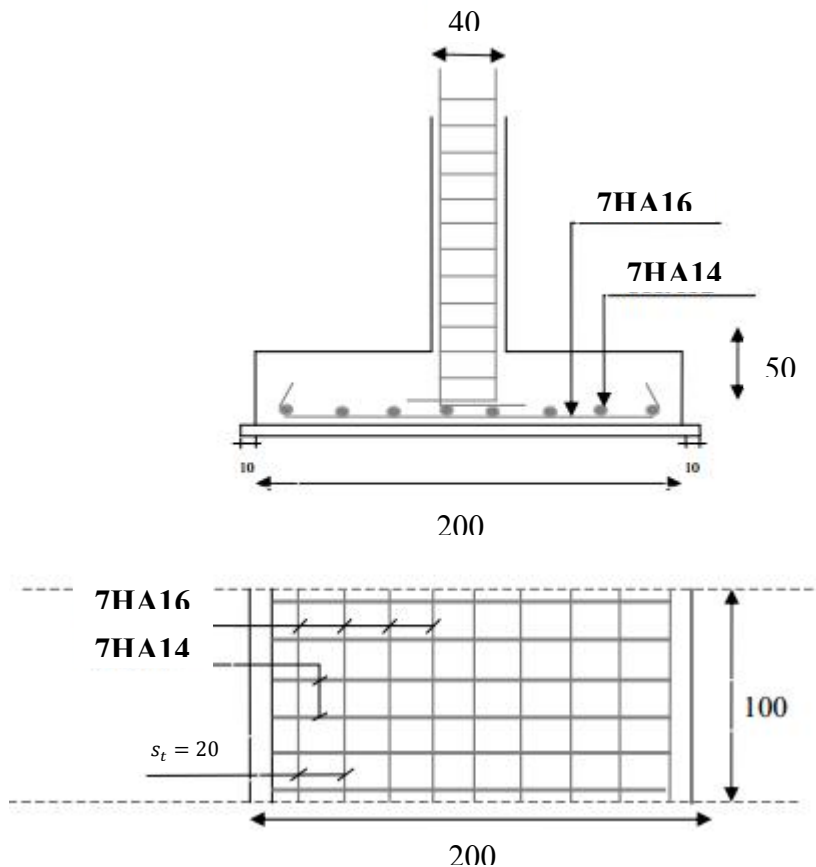


Fig.VI.3: Schéma de ferrailage de semelle filante

## VI.2.Voile périphérique :

### **Introduction :**

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurant la liaison avec le sol et réparti les efforts.
- Elle joue un rôle d'appuis.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

### VI.2.1. Etude du voile périphérique :

La structure comporte un sous sol ce qui impose de prévoir un voile ayant pour rôle le soutien du sol, ce voile est soumis aux sollicitations dues aux charges suivantes :

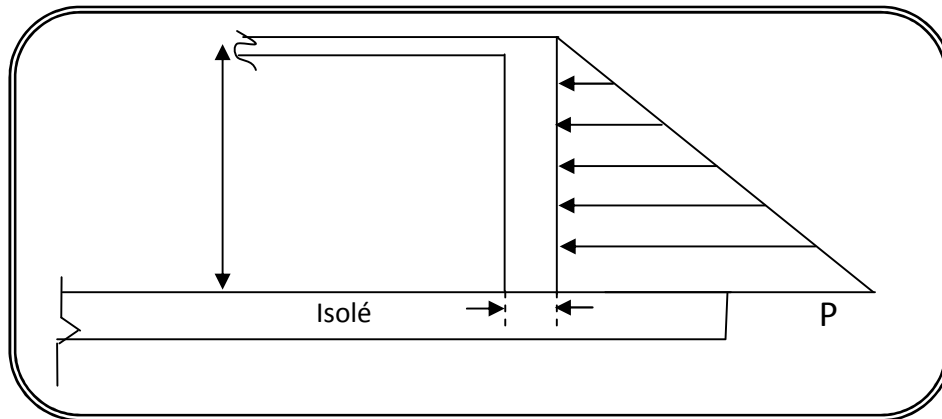
- La poussée des terres «  $P_t$  » provenant de leur poids propre.
- La poussée des terres «  $P_q$  » provenant aux charges d'exploitation.

D'après le RPA99 le voile périphérique doit avoir :

- 1- Une épaisseur minimale égale à 15cm et une hauteur du sous sol.
- 2- deux nappes d'armature.
- 3- un pourcentage minimal des armatures de 0.1% dans les deux sens (horizontale et vertical).

**- On préconise :**

\* Epaisseur  $e = 20$  cm. , Hauteur  $h = 3.06$ m



**Fig VI.4 : Voile périphérique**

**A- Calcul de la force de poussée :**

D'après la théorie de RANKINE On a :

$$P = P_t + P_q$$

**P** : la composante horizontale de la poussée de terre.

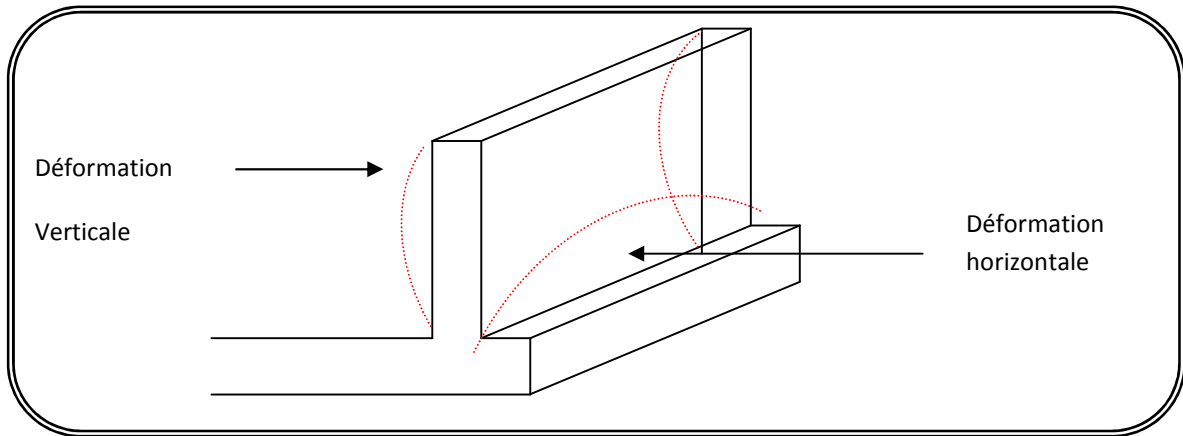
**P<sub>t</sub>** : La poussée des terres provenant à leur poids propre.

**P<sub>q</sub>** : La poussée des terres provenant aux charges d'exploitation.

**φ** : L'angle de frottement interne ( $\phi = 35^\circ$ ).

**γ<sub>r</sub>** : poids volumique du remblai. (23 KN/m<sup>3</sup>).

$$P = 1/2 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) + q \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 67.83 \text{KN/ml}$$



**Fig VI.5 : Types des déformations**

**B- Calcul des moments :**

Le mur sera calculé comme des dalles encastrées sur quatre cotés dans les poteaux et les poutres. Et chargées par la poussée des terres, pour cela on utilise la méthode de « forfaitaire » pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du coefficient de « POISON » et de rapport  $\rho = L_x / L_y$ .

Si :  $0 < \rho < 0.4$  La dalle porte dans un seul sens

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si :  $0.4 < \rho < 1$  La dalle porte dans les deux sens

$$M_x = \mu_x P L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\rho^3)} \quad \mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho)$$

- On prend le panneau le plus sollicité :

Combinaison	Lx (m)	Ly (m)	P	v	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{ox}$ (kn.m)	$M_{oy}$ (kn.m)
ELS	4.0	4.0	1.00	0	0.0368	1.00	39.93	39.93

**Sens X-X :**

$$M_a = 0.5 M_0 = 19.96 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 29.95 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Sens Y-Y :**

$$M_a = 0.5 M_0 = 19.96 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 29.95 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**C- Calcul du ferrailage vertical :**

**1. En travée :**

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5.f_e ; 90 \sqrt{\eta.f_{tj}} )$$

$$\bar{\sigma}_s = 164.972 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{(15 \times \bar{\sigma}_{bc} \times d)}{(15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s)} = \frac{(15 \times 15 \times 0.9 \times 0.20)}{(15 \times 15) + 164.97} = 0.104 \text{ m}$$

$$Z = d - (X/3) = 0.9 \times 0.20 - (0.114/3) = 0.145$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \bar{\sigma}_{bc} \times X \times Z = 0.5 \times 1 \times 15 \times 0.104 \times 0.145 = 113.1 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1 \longrightarrow$  section sans armatures comprimées

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{29995000}{16 \times 164.97} = 11.35 \text{ cm}^2$$

**2. Sur appui :**

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{1996000}{16 \times 164.97} = 7.56 \text{ cm}^2$$

**\* Tableau récapitulatif de ferrailage :**

	$M_{ser} (N.m)$	$A_{ca} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
<b>Appui</b>	19950	7.56	10HA14=15.39
<b>Travée</b>	39930	11.35	8HA14=12.32

**D- Calcul du ferrailage horizontal :**

**\* En travée:**

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{399300}{16 \times 164.97} = 11.35 \text{ cm}^2$$

**\* Sur appui :**

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{1996000}{16 \times 164.97} = 7.56 \text{ cm}^2$$

**\* Tableau récapitulatif de ferrailage ::**

	$M_{ser} (N.m)$	$A_{ca} (cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
<b>Appui</b>	19960	7.56	10HA12 =11.31
<b>Travée</b>	39930	11.35	8HA14 =12.32

**\* Conditions exigées par le RPA99:**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1 \% . 100 . 20 = 2.0 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% . 100 . 20 = 2.2 \text{ cm}^2 .$$

On adopte le ferrailage calculé.

**\* Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 0,90 \times 20 \times 2,1 / 400 = 2.17 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s .$$

Donc la condition est vérifiée.

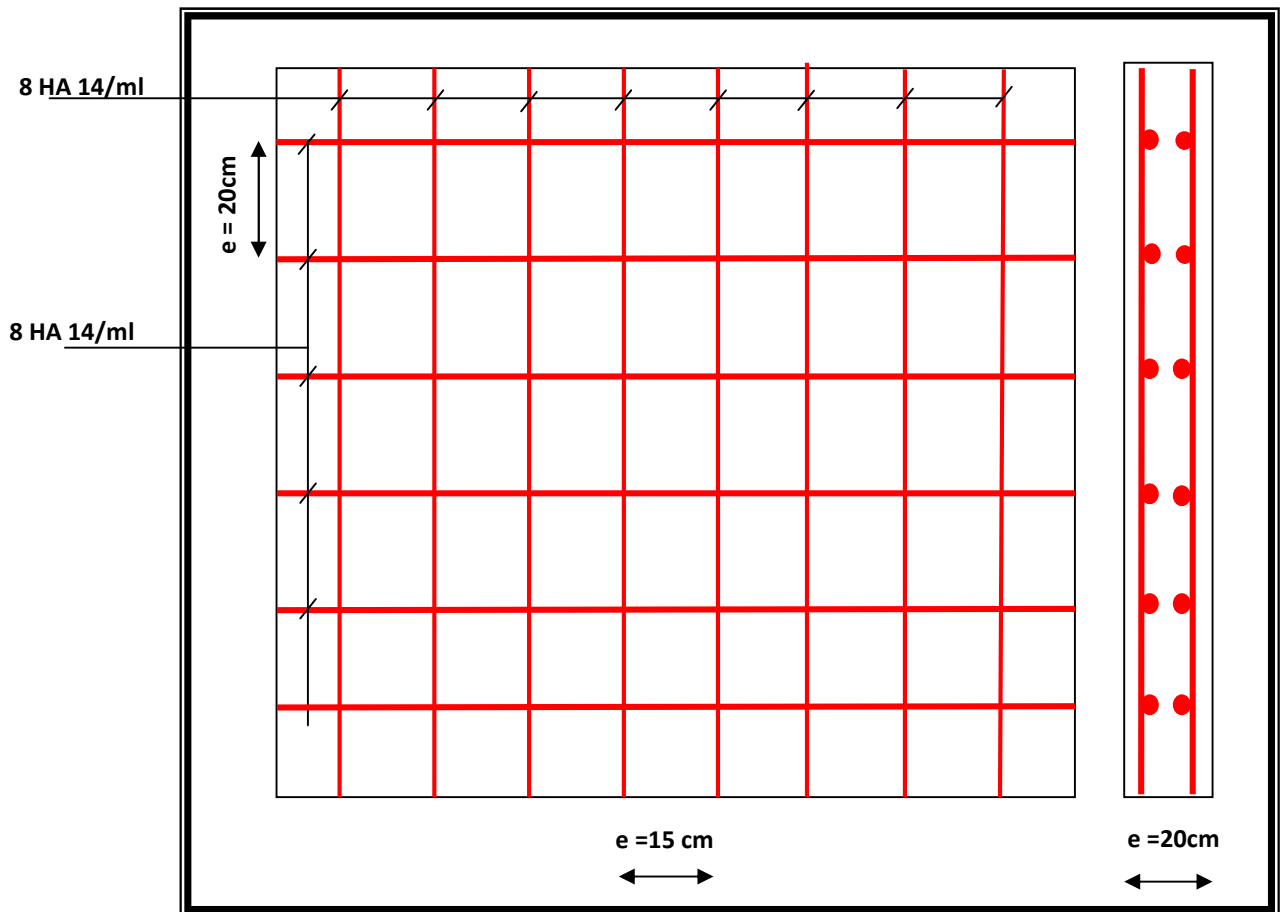
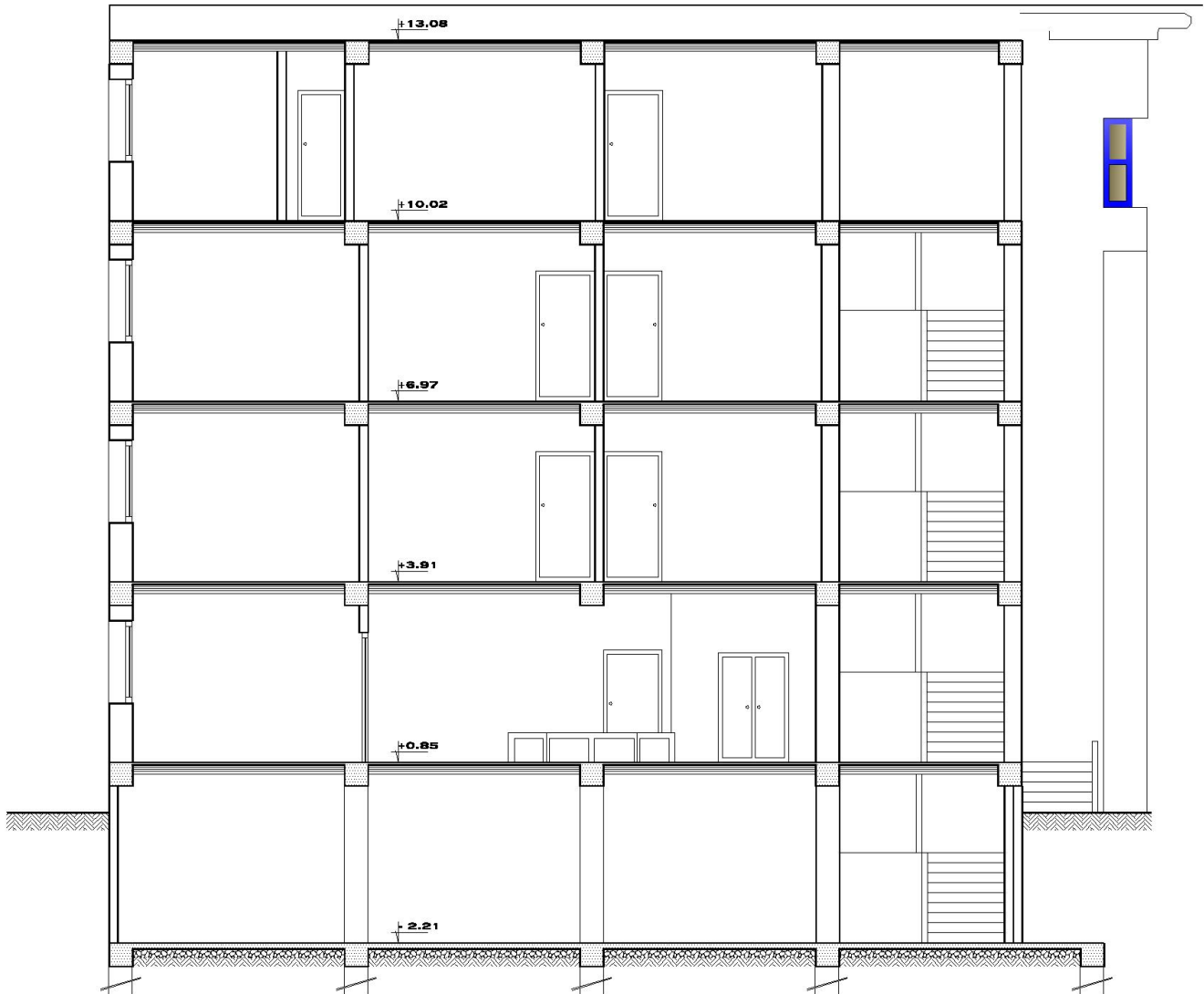
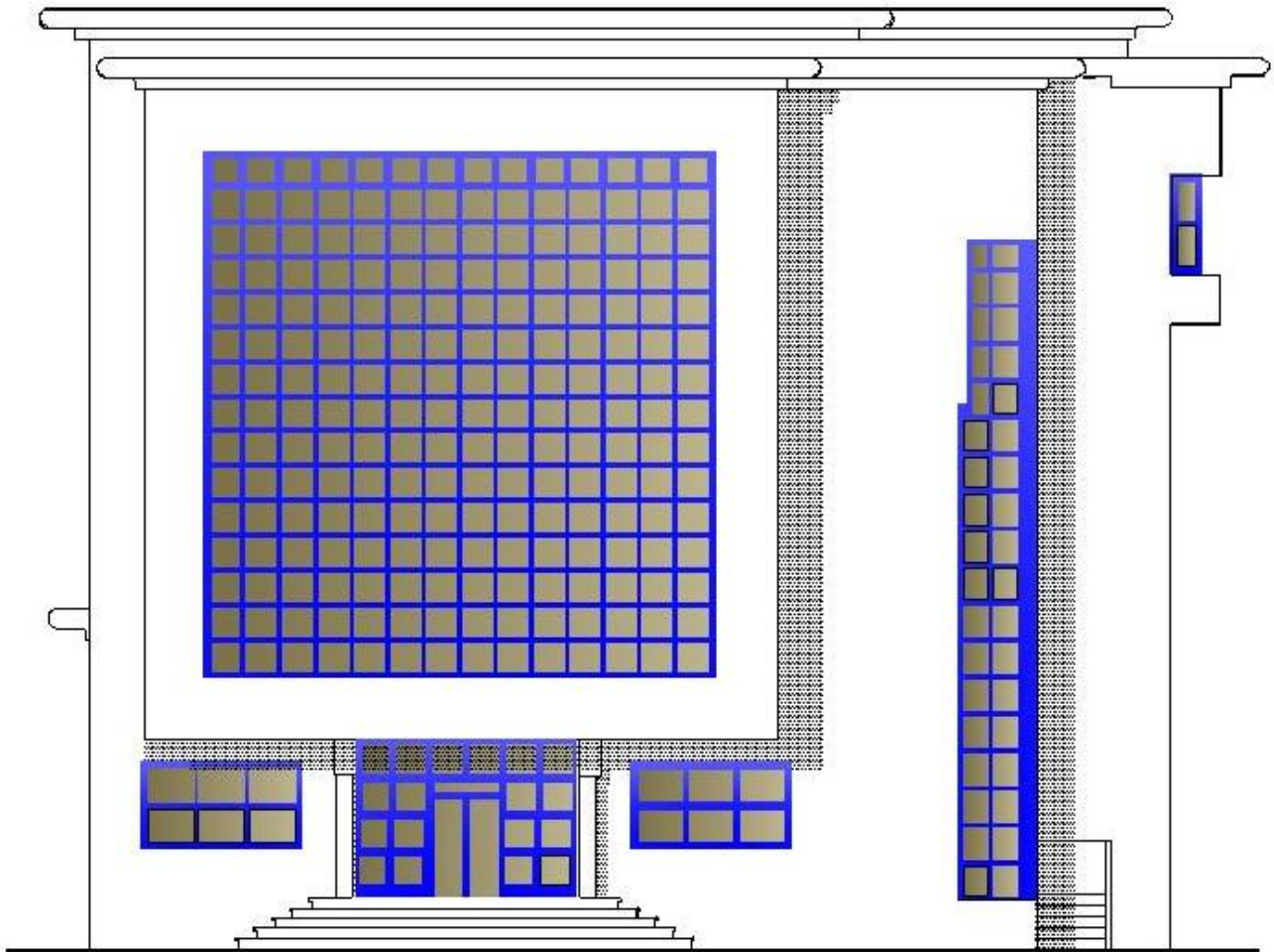


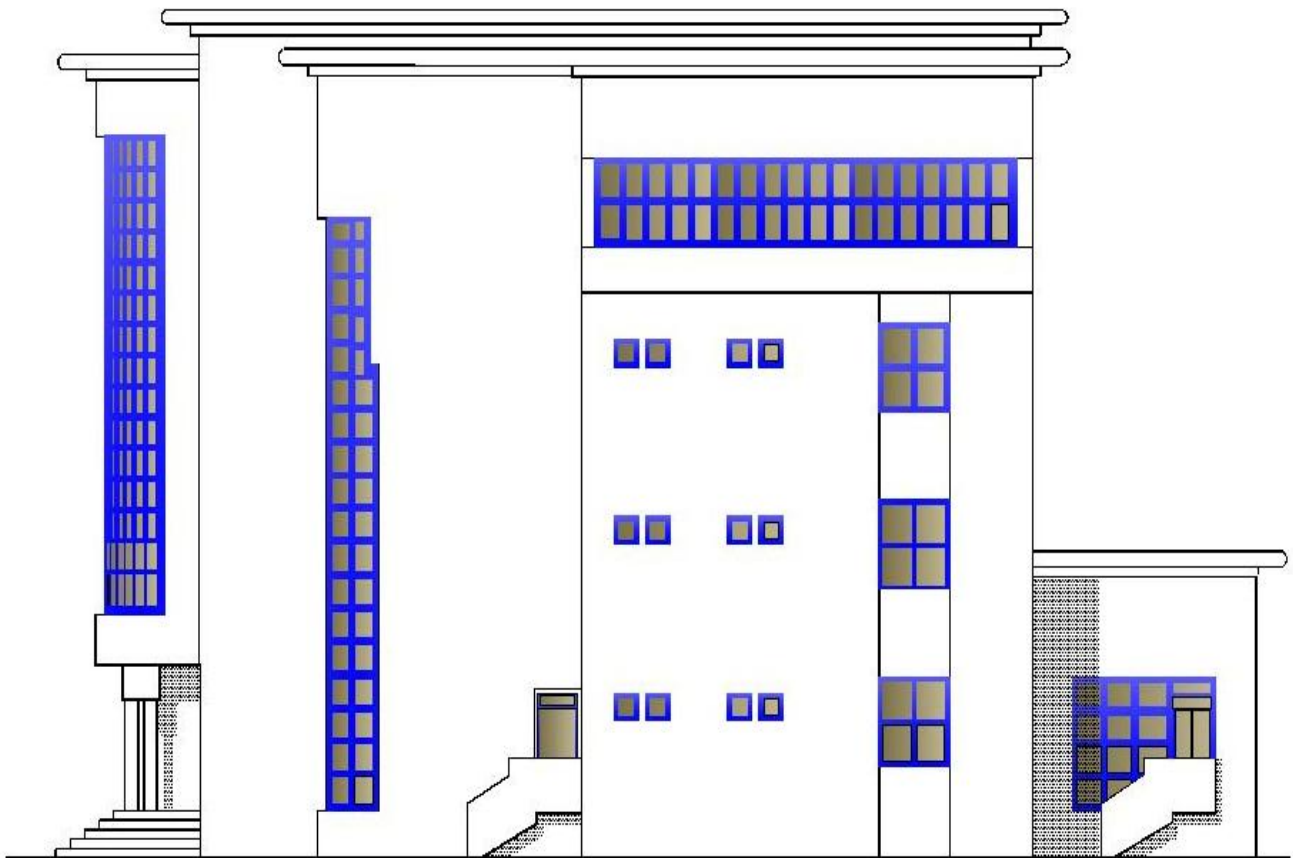
Fig VI.6 : Schéma de ferrailage du voile périphérique et mur de soutènement dans les deux sens pour  $1\text{m}^2$



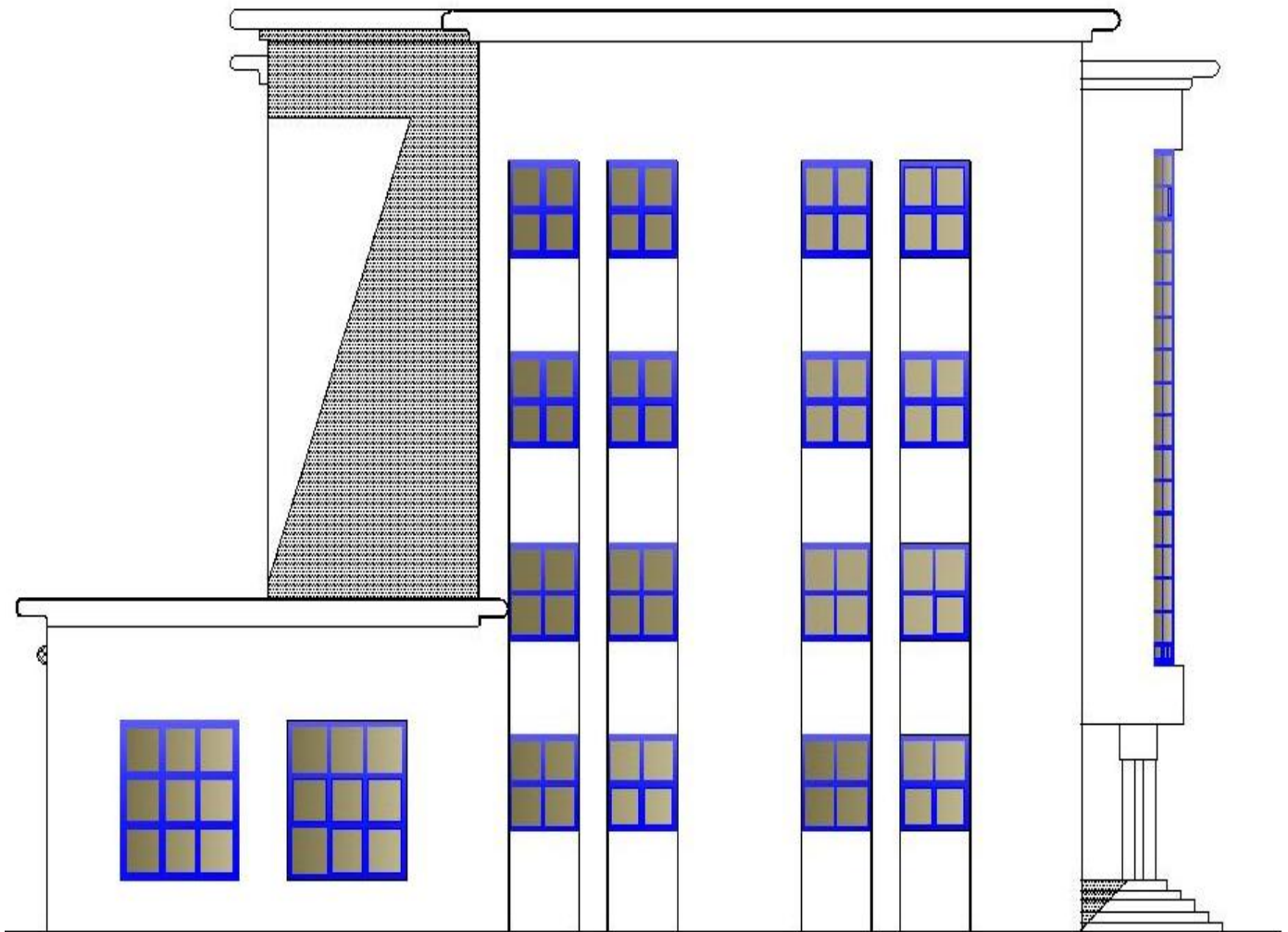
**COUPE A-A**



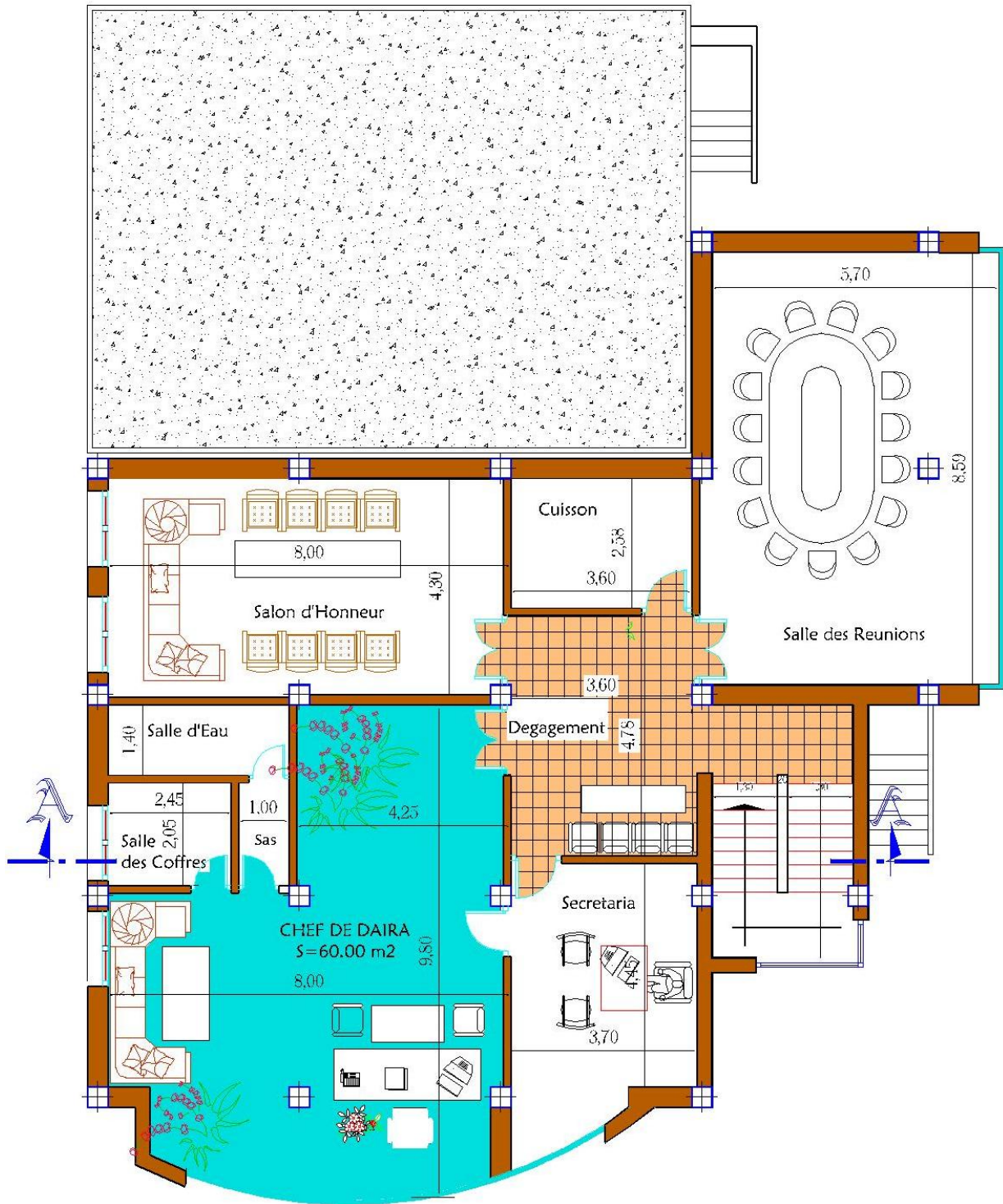
**FACADE PRINCIPALE**



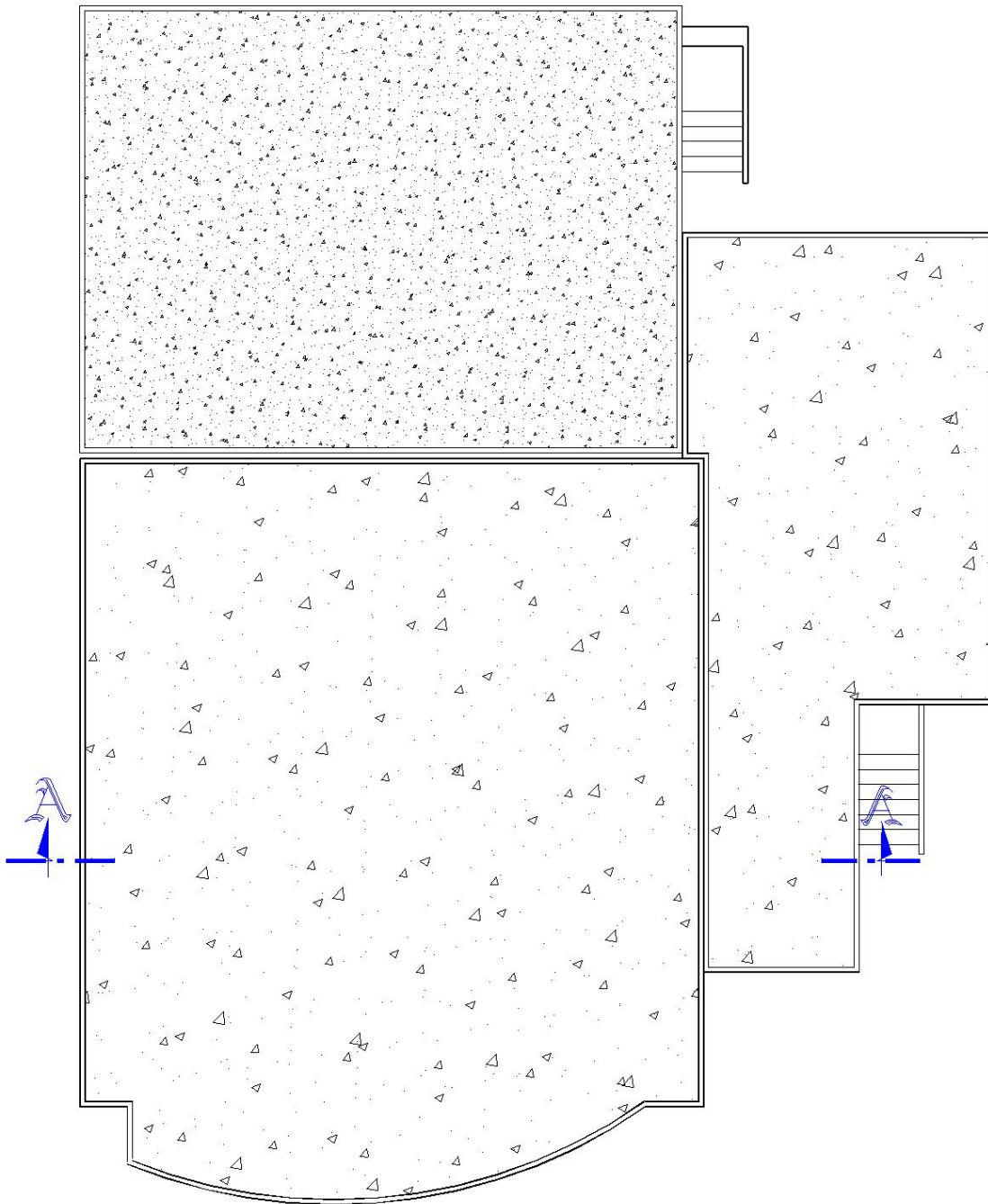
**FACADE DROITE**



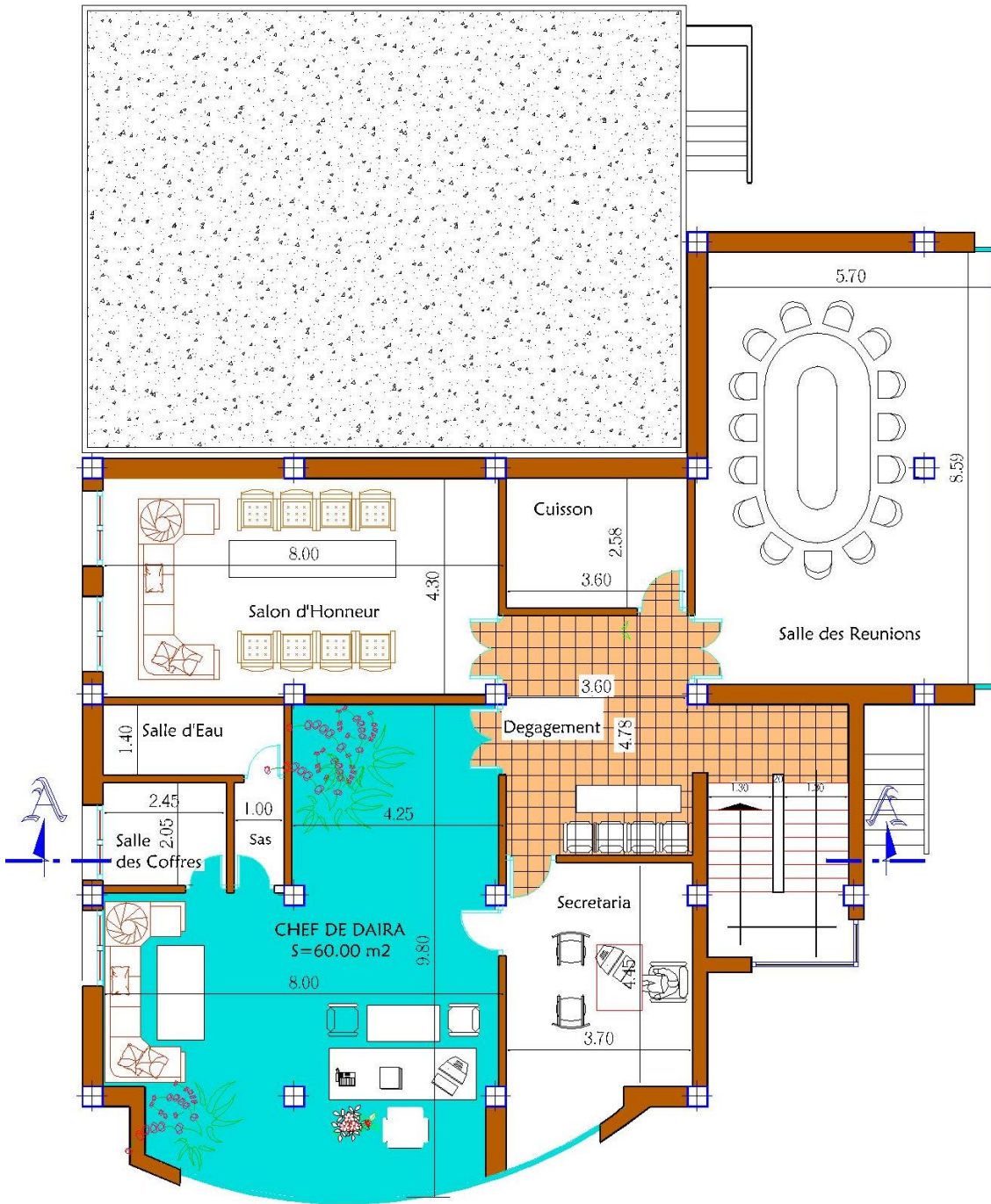
**FACADE GAUCHE**



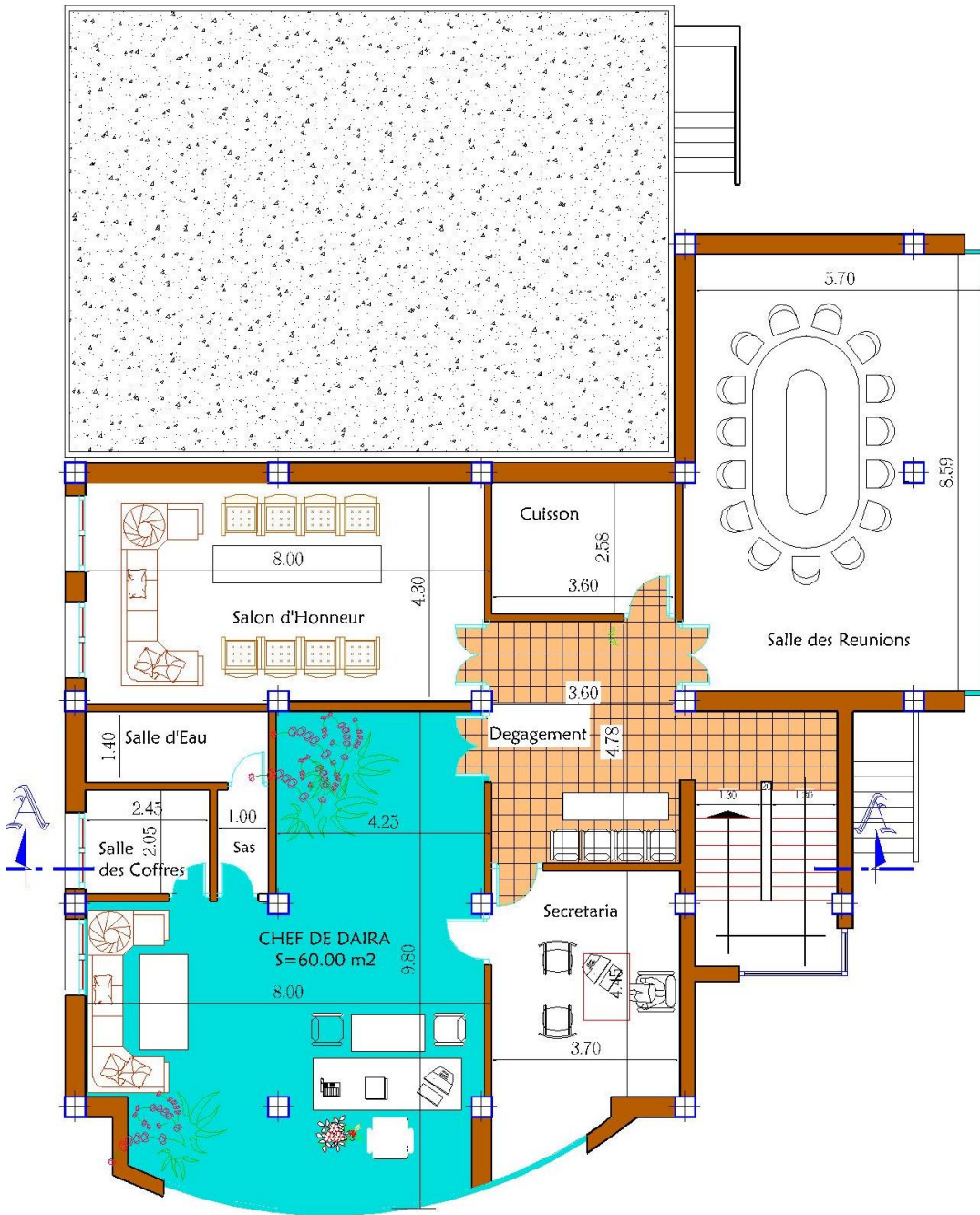
**PLAN DU 3EME ETAGE**



**PLAN DE LA TERRASSE**



**PLAN DU 4'EME ETAGE**



**PLAN DU 5'EME ETAGE**

# BIBLIOGRAPHIE

- **Livres et cours:**

- Règle parasismique Algérien (RPA 99).
- Règle BAEL 91
- Document technique réglementaire (dtr b.c.2.2.surcharge d'exploit).
- TD et Cours de la département de Génie Civil université DE ABASSE LAGKRORE

KHANCHLA

- .Béton armé (BAEL 91modifié 99 et DTU associés)(Jean-Pierre mougin)
- projets de fin d'étude

- **Logiciels :**

- Auto desk robot structural analysais professionnel 2011..... Analyse des structures.
- Auto desk Auto CAD 2014 .....Dessin.
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2013..... Traitement du texte.

## CONCLUSION

---

### CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la Conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaille en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

En fin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures

## *La liste des figures*

Figure I.1 : Diagramme contrainte de déformation.....	06
Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation d'acier.....	07
Figure II.1 : Dimension de poutre principale. ....	14
Figure II.2 : Dimention de poutre secondaire .....	15
Figure II.3 : : Coffrage des poteaux.....	16
Figure II.4 : Dimension des poteaux. ....	16
Figure II.5 : Dimension des planchers .....	17
Figure II.6 : Dimensions de nervure .....	17
Figure II.7 : Coupe de voile en élévation.....	19
Figure II.8 : Schéma d'un escalier.....	20
Figure II.9 : schéma statique de l'escalier.....	21
Figure II.10 : Dimensions d'acrotère .....	22
Figure II.11 :Plancher terrasse.....	23
Figure II.12 :Plancher etage corante.....	24
Figure II.13 :mur exterieurs.....	27
Figure III.1 : : Schéma statique 1.....	32
Figure III.2: Schéma statique 2.....	32
Figure III.3 : schema de ferreailage de l'acrotère .....	35
Figure III.4 :_section d'armature .....	41
Figure III.5: schéma de ferrailage.....	47
Figure III-6:schéma statique .....	48
Figure III.7 :Ferrailage de la console d'étage courant.....	52
Figure III.8: Ferrailage de la console de la terrasse .....	53
Figure III.9 : schéma statique des escaliers .....	53
Figure III.10 : Schéma statique de calcul à ELU .....	54
Figure III.11 : Calcule des réactions .....	55
Figure III.12 : diagramme de T et M à ELU .....	56
Figure III.13 : Schéma statique de calcul à ELS .....	58
Figure III.14 : diagramme de T et M à ELS .....	60
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de l'escalier .....	66
Figure III.16 : ferrailage de la poutre palière_.....	71
Figure IV.1 : Simulation de la force sismique.....	73

Figure IV.2 :_Choix final de la disposition des voiles .....	75
FigureIV.3 : Premier mode de vibration .....	76
FigureIV.4 : Deuxième mode de vibration .....	76
Figure IV.5: Troisième mode de vibration .....	77
Figure V.1 :section de poteau.....	101
Figure V.2 : ferrailage de poteau.....	105
Figure V. : Schéma ferrailage de la poutre principale.....	115
Figure V.3 : ferrailage de la poutre secondaire.....	116
Figure V.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	117
Figure V.5 : ferrailage de voile.....	127
Figure VI.1 : Schéma de principe d'une semelle isolée.....	129
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de semelle isolée .....	137
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de semelle filante .....	141
Figure VI.4: voile périphérique.....	142
Figure VI.5 : Types des déformations.....	143
Figure VI.6 : Schéma de Ferrailage du voile périphérique .....	146

## Liste des tableaux :

<b>Tableau II.1</b> : Evaluation des charges (Plancher terrasse) .....	23
<b>Tableau II.2</b> : Evaluation des charges (Plancher courant).....	24
<b>Tableau II. 3</b> : Evaluation des charges(balcon) .....	25
<b>Tableau II.4</b> : Evaluation des charges(balcon courant).....	25
<b>TableauII.5</b> : Evaluation des charges(Palier).....	26
<b>TableauII.6</b> : Evaluation des charges(Paillasse).....	26
<b>TableauII.7</b> : Evaluation des charges(mur).....	27
<b>Tableau II.8</b> : descente des charges .....	29
<b>Tableau II.9</b> : calcul des sollicitation.....	29
<b>Tableau II.10</b> : Tableau récapitulatif .....	30
<b>Tableau III.1</b> : Tableau de récapitulatif .....	32
<b>Tableau III.2</b> : Les charges G et les surcharges Q .....	36
<b>Tableau III.3</b> : les moments des Travées.....	37
<b>Tableau III.4</b> : : Planche terrasse (ELU).....	38
<b>Tableau III.5</b> : Planche terrasse (ELs).....	39
<b>Tableau III.6</b> : Planche étage courant (ELU) .....	39
<b>Tableau III.7</b> : Planche étage courant (ELS).....	40
<b>Tableau III.8</b> : Les moments et les efforts (ELU et ELS).....	40
<b>Tableau III.9</b> : L'armature En Travée et Sur Appuis.....	42
<b>Tableau IV.1</b> : Coefficients d'accélération de zone A.....	78
<b>Tableau IV.2</b> : Valeurs du période caractéristique associée a la catégorie du site.....	78
<b>Tableau IV.3</b> : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel	79
<b>TabIV.4</b> : Facteur de qualité.....	80
<b>Tableu IV.5</b> : valeur du masse.....	81
<b>Tableau IV.6</b> : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente	81
<b>Tableau IV.7</b> : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamiques spectrale .....	81
<b>Tableau IV.8</b> : vérification d'effore tranchant.....	82
<b>Tableau IV.9</b> : résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	83
<b>Tableau IV.10</b> : Excentricité accidentelle .....	84
<b>Tableau IV.11</b> : les forces sismiques (sens X-X).....	85
<b>Tableau IV.12</b> : les forces sismiques (sens Y-Y).....	85

<b>Tab.VI.13</b> :valeur des deplacement (sens X-X).....	86
<b>Tableau VI.14</b> :valeur des deplacement (sens Y-Y).....	86
<b>Tableau IV.15</b> : Les effets de second ordre (effet P- $\theta$ ) (XX).....	87
<b>TableauIV.16</b> : Les effets de second ordre (effet P- $\theta$ ) (Y-Y).....	88
<b>Tableau VI.17</b> : Le renversement (xx).....	89
<b>Tableau IV.18:</b> Le renversement (Y-Y).....	89

# *La liste des plans*

- 1- Plan du s/sol
- 2- Plan du rez de chaussée
- 3- Plan du 1<sup>er</sup> étage
- 4- Plan du 2<sup>eme</sup> étage

## ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة ، تتألف من طابق تحت الأرض و طابق أرضي و خمسة طوابق . متعددة الخدمات و الواقعة في ولاية باتنة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم- ا- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي المقاومة للزلازل الجزائرية وفقا **RPA99/version2003** للمعايير

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

## RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure sous-sol+(R+5) contreventement mixte à usage administratif

La structure est implantée à Batna, zone de sismique (zone I). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

# SOMMAIRE

<b>I- PRESENTATION DU PROJET</b>	<b>01</b>
<b>I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :</b>	<b>01</b>
<b>I.2 . REGLES DE CALCUL :</b>	<b>02</b>
<b>I.3.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX:</b>	<b>05</b>
<b>I.4. Hypothèse de calcul :</b>	<b>08</b>
<b>I.5. Conception structurelle :</b>	<b>09</b>
<b>I.5.1 .Choix du contreventement:</b>	<b>09</b>
<b>I.5.2.Portiques:</b>	<b>09</b>
<b>I.5.3.Plancher:</b>	<b>10</b>
<b>I.5.4. La cage d'escalier :</b>	<b>10</b>
<b>I.5.5. Les façades :</b>	<b>10</b>
<b>I.5.6. Maçonneries :</b>	<b>10</b>
<b>I.5.7. Revêtement :</b>	<b>10</b>
<b>I.6.Actions et Sollicitations :</b>	<b>10</b>
<b>II- PRE- DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE</b>	<b>13</b>
<b>II.1. PRE- DIMENSIONNEMENT :</b>	<b>13</b>
<b>II. 1.2. LES POTEAUX :</b>	<b>15</b>
<b>II.1.3.LES PLANCHERS :</b>	<b>16</b>
<b>II.1.4. LES VOILES :</b>	<b>18</b>
<b>II.1.5. L'ESCALIER :</b>	<b>19</b>
<b>II.1.6. Acrotère :</b>	<b>21</b>
<b>II.1.7. CONSOLE :</b>	<b>22</b>
<b>II.2. EVALUATION DES CHARGES</b>	<b>22</b>
<b>II.2.1.PLANCHER TERRASSE :</b>	<b>23</b>
<b>II.2.2. PLANCHER ETAGE COURANT:</b>	<b>24</b>
<b>II.2.3. BALCON:</b>	<b>25</b>
<b>II.2.4. LES ESCALIES :</b>	<b>26</b>
<b>II.2.5. L'acrotère :</b>	<b>26</b>
<b>II-2-6-Mur extérieurs</b>	<b>27</b>
<b>II.3.Descente des charges:</b>	<b>27</b>

<b>II.3.2.Calcul des sollicitations:</b>	<b>29</b>
<b>II.3.3.VERIFICATION DE LA SECTION DE POTEAU :</b>	<b>29</b>
<b>III-FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	<b>31</b>
<b>III.1-L'acrotère</b>	<b>31</b>
<b>III.2. Les Planchers:</b>	<b>35</b>
<b>III.2.1. Méthode simplifiée de calcul des planchers: (méthode forfaitaire)</b>	<b>36</b>
<b>III.2.1.1. Domaine d'application :</b>	<b>36</b>
<b>III.2.1.2. Principe de la méthode forfaitaire:</b>	<b>36</b>
<b>III.2.1.3. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :</b>	<b>37</b>
<b>III.2.1.4. L'effort tranchant:</b>	<b>37</b>
<b>III.2.2. Calcul des sollicitations:</b>	<b>38</b>
<b>III.2.2.1. Les différents types des nervures :</b>	<b>38</b>
<b>III.2.3. Ferrailages des nervures:</b>	<b>41</b>
<b>III.2.3.1. Plancher Terrasse :</b>	<b>41</b>
<b>III-2-3-2-Plancher Étage Courant :</b>	<b>44</b>
<b>II-2-4- Vérification de l'effort tranchant :</b>	<b>44</b>
<b>III.3. CONSOLE :</b>	<b>47</b>
<b>III.3.1. METHODE DE CALCUL :</b>	<b>47</b>
<b>III.3.2. CALCUL DES SOLLICITATIONS:</b>	<b>48</b>
<b>III-3-3- CALCUL DU FERRAILLAGE :</b>	<b>48</b>
<b>III-3-3-1.Armatures Longitudinales :</b>	<b>49</b>
<b>III-3-3-2.Armatures transversales :</b>	<b>51</b>
<b>III.4. L'escalier</b>	<b>53</b>
<b>III.4.1. Méthode de calcul :</b>	<b>53</b>
<b>III.4.1.1. L'état limite ultime (E.L.U)</b>	<b>54</b>
<b>III.4.1.2. Ferrailage</b>	<b>57</b>
<b>I.1.2Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 A4, 21)</b>	<b>57</b>
<b>I.1.2L'état limite de service (E.L.S) :</b>	<b>58</b>
<b>III.4.1.2.1 Ferrailage en E.L.S :</b>	<b>61</b>
<b>III.4.1.2.2 Espacement entre les armatures :</b>	<b>61</b>
<b>III.5. POUTRE PALIERE :</b>	<b>66</b>
<b>III.5.1. Pré-dimensionnement:</b>	<b>66</b>
<b>III.5.2.Evaluation des charges :</b>	<b>67</b>

<b>III.5.3.Ferraillage :</b>	<b>67</b>
<b>III.5.4.Vérification :</b>	<b>69</b>
<b>III.5.5.Calcul de la poutre palière a la torsion :</b>	<b>70</b>
<b>III.5.6. Ferraillage de la poutre palière :</b>	<b>71</b>
<b>IV - Etude sismique</b>	<b>72</b>
<b>IV.1.Objectifs de l'étude dynamique :</b>	<b>72</b>
<b>IV.2. Description du logiciel ROBOT VERSION 2014 :</b>	<b>72</b>
<b>IV.2.1. Modélisation des éléments structuraux :</b>	<b>72</b>
<b>IV.2.2. Modélisation de la masse :</b>	<b>73</b>
<b>IV.3. Calcul dynamique du bâtiment:R.P.A.99V2003 (4.1.1).</b>	<b>73</b>
<b>IV.3.1. Méthode Modale spectrale :</b>	<b>74</b>
<b>IV.3.1.1. Analyse de la structure :</b>	<b>74</b>
<b>IV.4. Calcule de l'action sismique :</b>	<b>77</b>
<b>IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode</b>	<b>77</b>
<b>IV.4.1.1. Méthode statique Equivalente :</b>	<b>77</b>
<b>IV.5. Estimation empirique de la période fondamentale:</b>	<b>79</b>
<b>IV.5.1. Pour le sens longitudinal :</b>	<b>79</b>
<b>IV.5.2. Pour le sens transversal :</b>	<b>80</b>
<b>IV.6. Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :</b>	<b>82</b>
<b>IV.6.1. Centre de gravité des masses :</b>	<b>82</b>
<b>IV.6.2. Centre de gravité des rigidités :</b>	<b>82</b>
<b>IV.6.2.1.L'excentricité théorique :</b>	<b>83</b>
<b>IV.6.2.2. Excentricité accidentelle :</b>	<b>83</b>
<b>IV.6.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :</b>	<b>84</b>
<b>IV.6.3.1. Distribution horizontale des forces sismiques:</b>	<b>84</b>
<b>IV.6.3.1.1. Vérifications:</b>	<b>85</b>
<b>IV.6.3.1.1. Vérifications:</b>	<b>86</b>
<b>IV.7. Vérification les déplacements :</b>	<b>86</b>
<b>IV.8. Justification de l'effet P-<math>\Delta</math> :</b>	<b>87</b>
<b>IV.9. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :</b>	<b>88</b>
<b>V- Ferraillage des éléments structuraux</b>	<b>91</b>
<b>V.1. Pour le portique :</b>	<b>91</b>
<b>V.1.1. Les poteaux :</b>	<b>91</b>

<b>V.1.2. Les poutres :</b>	<b>92</b>
<b>V.1.3.Pour les voiles :</b>	<b>92</b>
<b>V.2.Ferraillage des éléments porteurs :</b>	<b>92</b>
<b>V.2.1. Ferraillage des poteaux :</b>	<b>92</b>
<b>V.2.1.1. Vérification des sections :</b>	<b>100</b>
<b>V.2.1.2.Vérification du poteau à l'effort tranchant :</b>	<b>102</b>
<b>V.2.1.3.Vérification des cadres des armatures minimales :</b>	<b>103</b>
<b>V.2.2. Ferraillage des poutres :</b>	<b>106</b>
<b>V.2.2. 1. Vérification de l'effort tranchant :</b>	<b>106</b>
<b>V.2.2. 2. Vérification de la flèche :</b>	<b>107</b>
<b>V.2.2.3. Ferraillage longitudinal :</b>	<b>109</b>
<b>V.2.2. 4. Vérification nécessaire pour les poutres :</b>	<b>110</b>
<b>V.2.2. 5. Vérification de la flèche</b>	<b>113</b>
<b>V.2.2. 6.Vérification de la Contrainte de Cisaillement</b>	<b>113</b>
<b>V.3. Ferraillage des voiles :</b>	<b>116</b>
<b>V.3.1. Ferraillage vertical :</b>	<b>119</b>
<b><i>VI - ETUDE DES FONDATIONS</i></b>	<b>128</b>
<b>VI.1.1.Choix du type de fondations :</b>	<b>128</b>
<b>VI.1.2.semelle isolée :</b>	<b>129</b>
<b>VI.1.3.Vérification de la Semelle Isolée :</b>	<b>129</b>
<b>VI.1.4.Etape de calcul de la semelle isolée :</b>	<b>130</b>
<b>VI.1.5.Semelle filantes sous voile :</b>	<b>138</b>
<b>VI.2.Voile périphérique :</b>	<b>141</b>
<b>VI.2.1. Etude du voile périphérique :</b>	<b>141</b>
<b>Conclusion</b>	<b>147</b>