

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique  
Université Abderhmane MIRA de Bejaia  
Faculté Sciences et technologie  
**Département de GENIE CIVIL**

# Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur en génie civil  
Option : STRUCTURES .

## Thème

**Etude d'un bâtiment (R +7+Sous-sol) à usage d'habitation  
et services contreventé par un Système (Voiles -  
Portiques)**

Présenté par :

**ABIZA ABDELBAHI**

**BOUREMANI OUSSAMA**

Promoteur :

**Mr.A.LAICHAOUI**

Jury :

- 1. Mr.SADAoui**
- 2. Mme.BERRAH**

**2020-2021**

# Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+7+sous sol) à usage multiple (d'habitation, ). Implanté à wilaya de **SETIF** (zone IIa). Le bâtiment est contreventé par un système (voiles portiques).

Notre projet consiste à faire une étude complète d'un bâtiment tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (**RPA99/2003, BAEL et CBA93**) et les documents techniques (**D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2**).

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en six chapitres :

**Le Premier chapitre** : consiste à caractéristique de la structure ainsi que celles des matériaux utilisées (béton et acier).

**Le deuxième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers et les escaliers, balcons, dalle pleine, l'acrotère).

**Le troisième chapitre** : calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers, les balcons, les dalles pleines) en tenant compte des sollicitations aux quelle ils doivent répondre.

**Le quatrième chapitre** : l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul par l'Etabs version **16.2.0**.

**Le cinquième chapitre :** calcul des ferrillages des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) à partir des résultats obtenus dans le chapitre tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**.

**Sixième chapitre :** le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

## Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ces caractéristiques pour le cas de ce projet à étudier.

**I.1. Présentation de l'ouvrage :** L'ouvrage objet de notre travail consiste en un bâtiment (R+7 avec sous sol) à usage multiple qui regroupe services, et logements d'habitation ; classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du RPA 99 addenda 2003. (**Art : 3.2 RPA 99**).

- **Dimensions de l'ouvrage :**

- D'une longueur  $L_x = 23,265\text{m}$
- D'une largeur  $L_y = 19,645\text{m}$
- D'une hauteur totale  $H_t = 30,9\text{m}$
- D'une hauteur de sous sol  $h_{ss} = 3,70\text{m}$
- D'une hauteur  $h_{ec} = 3,40\text{m}$  pour les autres étages.

- **Système de contreventement :**

Le système de contreventement représente l'ensemble des éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité de la structure vis-à-vis des forces horizontales.

L'ouvrage étant d'une hauteur totale dépassant les 14 mètres ; le système de contreventement est mixte (voiles + portiques) en béton armé. (**Art : 3.4 RPA 99**)

- **Classification du site :**

Le terrain de projet est constitué par une mince couche de limon argileux peu graveleux de 0.3 à 0.5 m suivi par une couche de 0.8 à 1.3 m d'argile encroutée renfermant quelque fois des passages graveleux et caillouteux , l'ensemble reposant sur des blocs de calcaire .

Le site est classé dans la catégorie S1 selon R.P.A.

La région de sétif est classée dans une zone de sismicité moyenne (IIa) selon R.P.A.

De ce fait, nous recommandons de fonder ce projet sur des semelles superficielles isolées ancrée à partir de 4m de profondeur (niveau sous-sol ) et de retenir une contrainte admissible de 3.3 bars.

## I.2. Règlement et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93.
- Le RPA 99 révisée 2003.
- Le BAEL 91.

## I.3. Etats limites de calculs :

### I.3.1. Définition :

Un état limite est un état au delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, il existe deux états limites :

### I.3.1.1. Etat Limite Ultime (ELU) ou de Résistance :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement entraîne la ruine ou destruction de l'ouvrage, on trouve trois états limites.

- L'équilibre statique
- De stabilité de forme (le flambement).
- La résistance de l'un des matériaux (limite de rupture d'une ou plusieurs sections critiques).

### I.3.1.2. Etat Limite de Service (ELS) ou d'Utilisation :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois états limites :

- Les déformations des éléments (flèche).
- Ouverture des fissures (acier).
- Valeurs de la compression du béton

## I.5. Définitions et caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

### I.5.1. Le béton :

#### 5.1.1. Définition :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

#### I.5.1.4. Caractéristiques mécaniques :

##### I.5.1.4.1. Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Selon le BAEL pour :  $j > 28$  jours  $f_{cj} = f_{c28}$

$$\text{Pour : } j < 28 \text{ jours } f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j+1)$$

D'après le CBA 93 on a pour  $f_{cj}$  les relations suivantes pour  $j \leq 28$  jours

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (Art : A.2.1.1)}$$

$$f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa (Art : A.2.1.1)}$$

Pour  $j > 28$  jours :  $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$  à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$ , la résistance moyenne  $f_{c28}$  est comprise entre 25 MPa et 30 MPa, On prendra  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

##### I.5.1.4.2. Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa (Art : A.1.2.1.2)}$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

**I.5.2. Les Aciers :****I.5.2.1. Définition :**

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés :**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement

- **Les ronds lisses :**

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

- **Les barres de haute adhérence :**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

**I.5.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :**

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

**Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers**

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec  $f_e \leq 500$  MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons présenté la description de notre projet avec toutes ses caractéristiques, nous avons aussi donné les caractéristiques des matériaux utilisées ainsi que les codes et les règlements en vigueur. Le chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments de la structure de notre ouvrage.

**II-1) Introduction :**

Le pré dimensionnement des éléments structuraux consiste à donner des dimensions aux éléments avant d'entamer l'étude du projet en respectant les différents règlements citez dans le premier chapitre.

**II-2) Pré dimensionnement des éléments secondaires :****II-2-1) Les planchers : on a deux types de planchers :**

a) **planchers à corps creux** : sont composés de corps creux avec poutrelles préfabriquées en béton armé et d'une dalle de compression.

**➤ Dimensionnement :**

D'après le BAEL 91(art.B.6.8.424, p172), la hauteur du plancher à corps creux ( $h_t$ ) doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$L_{\max}$  : la longueur maximale de la poutrelle entre nus d'appuis (poutres principales).

$h_t$  : la hauteur du plancher.

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

On adoptera un plancher de 25 cm d'épaisseur

Avec : - une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

- d'un corps creux de 20 cm d'épaisseur.

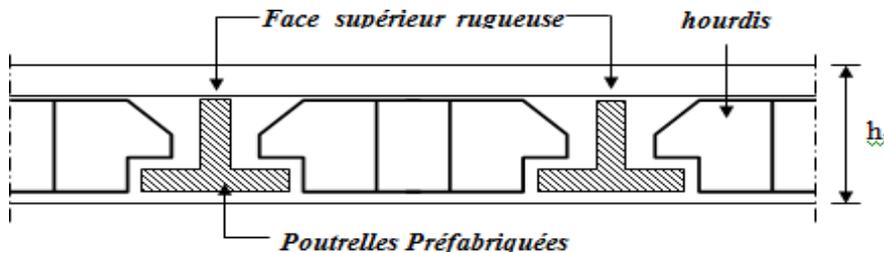


Fig. (II-1) : Dalle en corps creux

**-Les poutrelles :**

- **Dispositions** : Les poutrelles sont disposées suivant le sens de la plus petite portée, si toutes les portées sont égales dans ce cas la disposition est faite suivant le sens contenant plus d'appuis. Dans notre cas, les poutrelles sont disposées suivant le sens transversal, comme indique la figure ci-dessous :

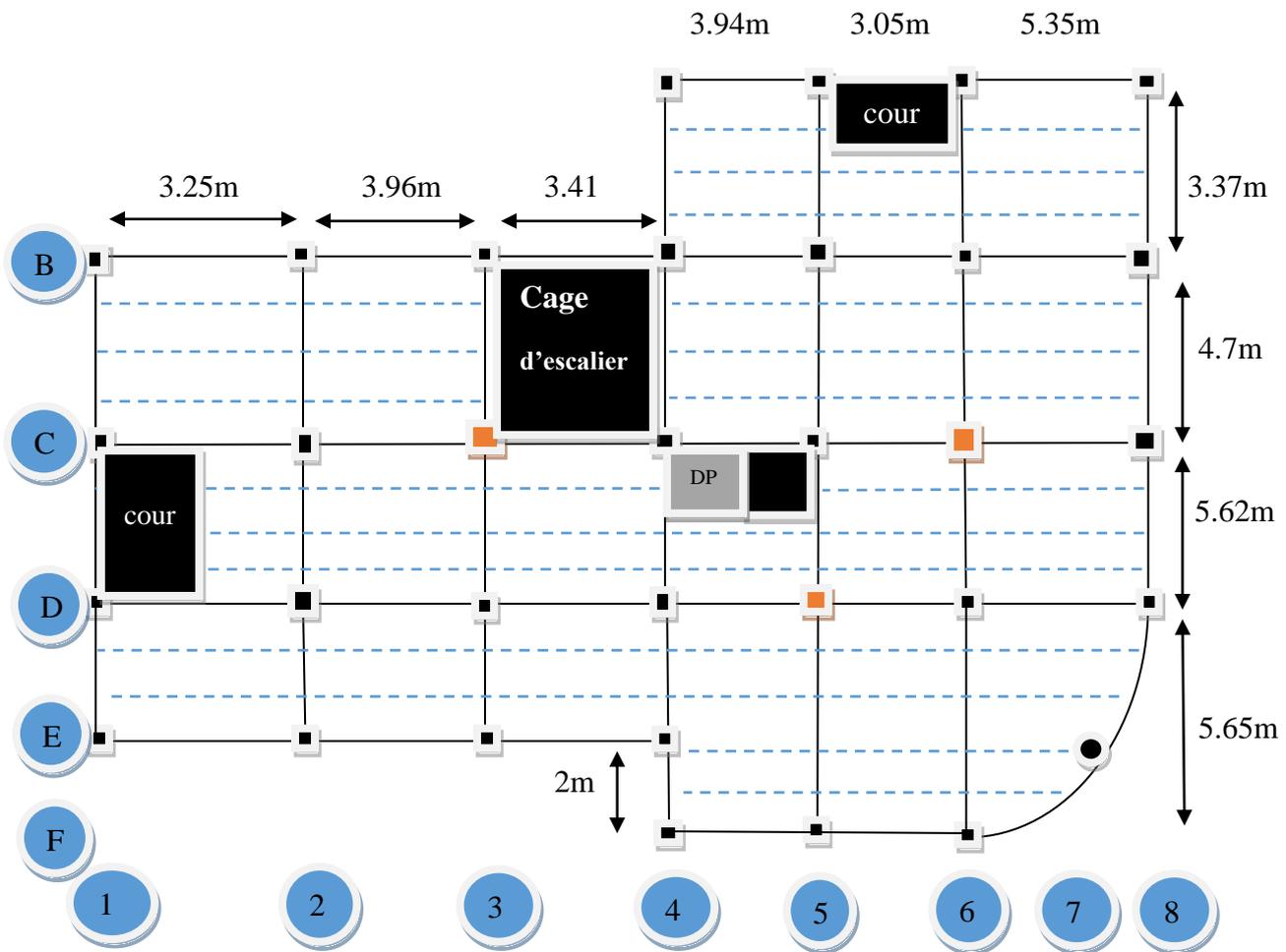


Fig.( II-2) : . Schéma de la disposition des poutrelles.

**- Dimensionnement des poutrelles :**

◆ La largeur de la poutrelle ( $b_0$ ) est donné par la formule suivante :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t = 0.5 * 20 = 10 \text{ cm}$$

Avec :

$h_t$  : la hauteur totale du plancher ( $h_t = 25 \text{ cm}$ )

$h_0$  : la hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 5 \text{ cm}$ )

◆ La largeur efficace de la dalle de compression est donnée par la formule suivante :

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \leq \min (L_x / 2 ; L_y / 2).$$

Avec :

$L_x$  : est la distance entre nus de deux poutrelles successives.

$L_y$  : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux Poutres principales.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 505 - 35 = 470 \text{ cm}.$$

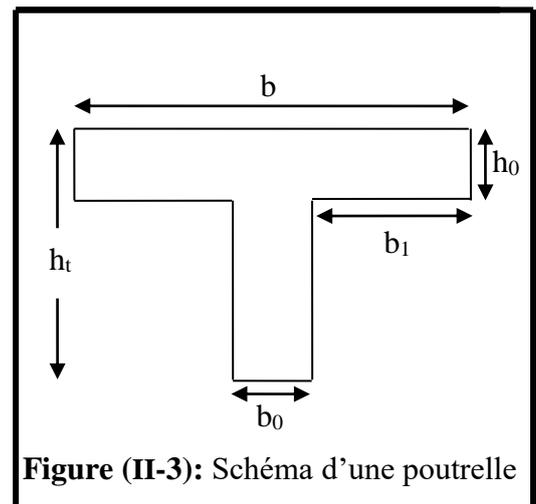


Figure (II-3): Schéma d'une poutrelle

$$b_1 = (b-10) / 2 \leq \min [55/2 ; 470/2] \Rightarrow b-10 \leq 2*(55/2) + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

**b)Planchers à dalles pleines :**

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé, le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

- Critère de résistance :

- ✓ Cas de dalle sur 1 seul appui ..... $e \geq L_x/20$
- ✓ Cas de dalle sur 02 appuis.....  $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- ✓ Cas de dalles sur 03 ou 04 appuis..... $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

- Critère de résistance au feu.

- ✓  $e \geq 7\text{cm}$  .....pour une heure de coupe feu
- ✓  $e \geq 11\text{cm}$  .....pour 02 heures de coupe feu

Avec :

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau de dalle de l'entre nus d'appuis

On opte pour  $e=14\text{cm}$ .

**2-2) Pré-dimensionnement des escaliers**

• **Définition :**

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

• **Terminologie :**

- (1) : giron
- (2) : contre marche
- (3) : emmarchement
- (4) : palier
- (5) : paillasse

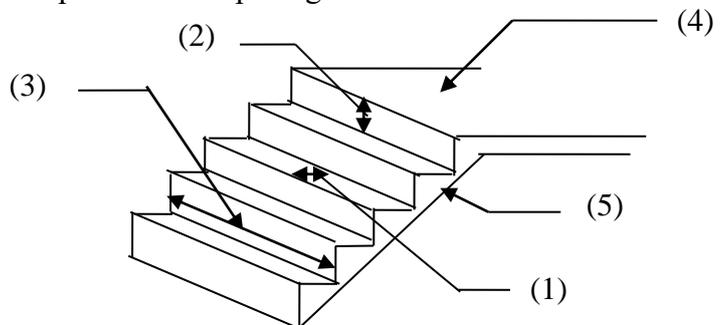


Figure II.4 : Schéma de l'escalier

• **Pré dimensionnement des escaliers**

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

- la hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18cm.
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**:  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$ ..... (1)

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec :  $n - 1$ : Nombre de marches ;  $L$  : Longueur de la volée.

n=Nombre de contre marches ; H : La hauteur de la volée.

Type des escaliers : On a trois types d'escaliers

➤ Escalier étage courant (habitation) :

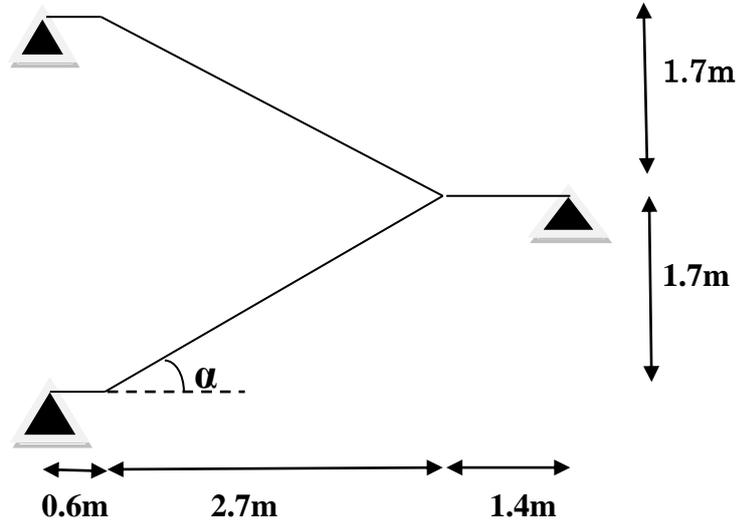


Figure II.5 : schéma statique de l'escalier d'étage courant.

- Hauteur de la volée H=1.7m
- Longueur total de l'escalier : L= 4.7m
- En général on prend la hauteur de marche h=17 cm.,
- Le nombre de contre marches est donné par :

$$n = \frac{170}{17} = 10$$

Donc : nombre de contre marche (n = 10) et le nombre de marche (n-1)=9

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

$$\Rightarrow g=30\text{cm}$$

La pente :=  $\text{artg} \frac{170}{270} = 32.19^\circ$

**-Epaisseur de la paille :**

Elle est calculée par la relation suivante:

$L/30 \leq e \leq L/20$ , Avec L : longueur de la paillasse.

$$L = 60 + 140 + \sqrt{270^2 + 170^2} = 519.06 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 17.30 \text{ cm} \leq e \leq 25.95 \text{ cm}$$

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

➤ Escalier de RDC :

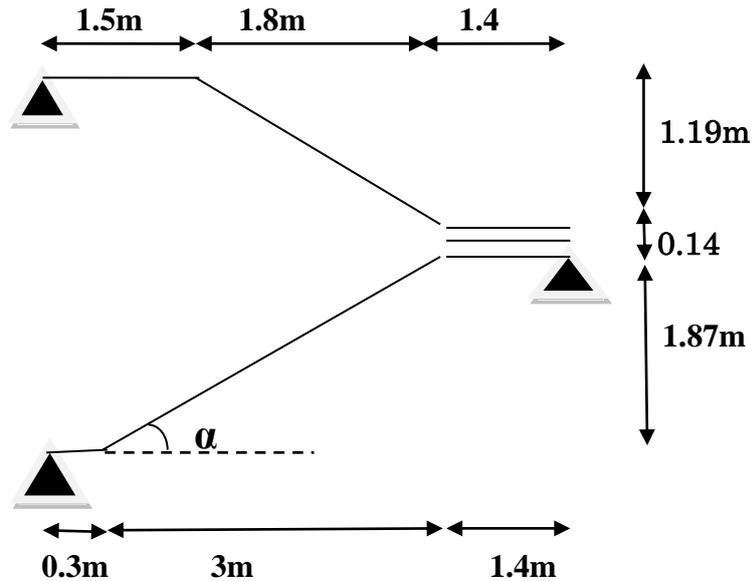


Figure II.6 : schéma statique de l'escalier d'étage R.D.C.

Hauteur de la volée :  $H = 1.7\text{m}$

Longueur total de l'escalier :  $L = 4.7 \text{ m}$

En général on prend la hauteur de marche  $h = 17 \text{ cm}$ .

Le nombre de contre marches est donné par :

$$n = \frac{170}{17} = 10$$

Donc : nombre de contre marche ( $n = 10$ )

Nombre de marche  $(n-1) = 9g + 2h = 64\text{cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$

$$\text{La pente} : = \text{artg} \frac{187}{300} = 31.93^\circ$$

**Épaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par la relation suivante:

$L/30 \leq e \leq L/20$ , Avec L : longueur de la paillasse.

$$L = 30 + 140 + \sqrt{300^2 + 187^2} = 523.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 17.45 \text{ cm} \leq e \leq 26.17 \text{ cm}$$

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

La même épaisseur pour le palier  $e = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Escalier de l'entresol :**

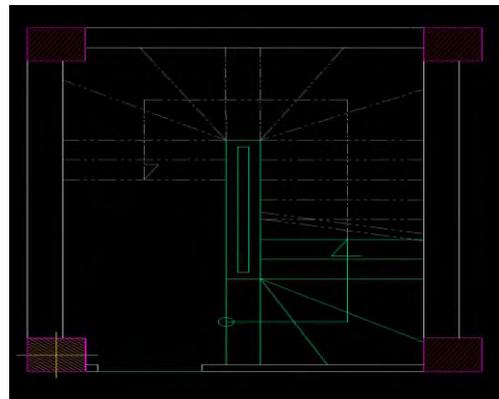


Figure II-7 : vue en plan de l'escalier sous-sol

### II.3): Pré dimensionnement des éléments principaux :

#### 3-1) Les poutres :

• Considérant que la section des poutres est rectangulaire de dimensions  $h$  et  $b$ , d'après le RPA 99/V.2003 la hauteur de la poutre est conditionnée par le critère de flèche :

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

Avec :

$L_{\max}$  : est la portée maximal de la poutre de l'entre axe d'appuis.

• **Vérification** : selon le RPA 99/ V. 2003 (art.7.5.1,p 51 et 52), on doit vérifie les dimensions suivantes :

$$-b \geq 20\text{cm.}$$

$$-h \geq 30\text{cm.}$$

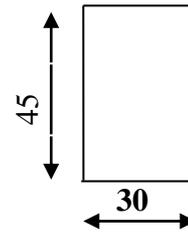
$$-1/4\text{cm} < h/b \leq 4\text{cm.}$$

**a) poutres principales (sens longitudinal)** : constituent l'appui des poutrelles préfabriquées.

$$L_{\max} = 5.32\text{m.}$$

$532/15 \leq h \leq 532/10 \Rightarrow 35.46 \text{ cm} \leq h \leq 53.2 \text{ cm}$ . Soient :  $h=45 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$



• **Vérification du RPA2003 :**

- $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ ..... condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.
- $h/b = 45 / 30 < 1.5 < 4$  .....condition vérifiée

**b) poutres secondaires (sens transversal) :** sont parallèles aux poutrelles préfabriquées :

- $L_{\max} = 505 \text{ m}$

$505/15 \leq h \leq 505/10 \Rightarrow 33.66 \text{ cm} \leq h \leq 50.5 \text{ cm}$ ..... soient :  $h = 40 \text{ cm}$ .

$b = 30 \text{ cm}$ .

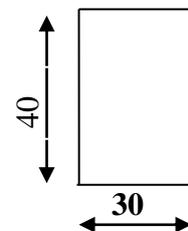
• **Vérfications du RPA 2003 :**

- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ ..... condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.
- $h/b = 40 / 30 < 1.33 < 4$  ..... Condition vérifiée.

Donc, on adoptera pour tous les niveaux les sections suivantes :

→Poutres principales :  $h*b = (45*30) \text{ cm}^2$ .

→Poutres secondaires :  $h*b = (40*30) \text{ cm}^2$ .

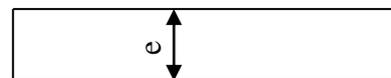


**3-2) Les voiles :**

Selon le cas d'utilisation, le RPA 99/ V.2003 (art.7.7.1) définit les épaisseurs des voiles en considérant les conditions suivantes :

**-Cas de voiles rectangulaires :**

- $e \geq \max [h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$ .
- $l \geq 4*e$ .



Avec  $e$  : est l'épaisseur de voile

$h_e$  :est la hauteur libre d'étage.

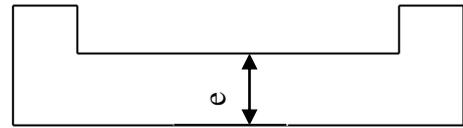
$h_{ptr}$  : est la hauteur de la poutre.

$l$  : est la longueur du voile.

Type d'étage	$h_e$ en (cm)	$e \geq \max [h_e/20, 15 \text{ cm}]$
Sous-sol	$370-45=325$	$\max [16.25, 15 \text{ cm}]$
R.D.C et étages courants	$340-45=295$	$\max [14.75, 15 \text{ cm}]$

On adopte les dimensions suivantes pour ce type de voile :

- Sous-sol RDC et Etages courants.....e= 18 cm.
- Largeur du voile  $l \geq 4*20= 80$  cm.



- Cas de voiles en forme de U :

- $e \geq \max [h_e/25 ; 15 \text{ cm}]$ .

Type d'étage	$h_e$ en (cm)	$e \geq \max [h_e/25, 15 \text{ cm}]$
Sous-sol	370-45=325	max [13, 15 cm]
R.D.C et étages courants	340-45=295	max [11.8, 15 cm]

On adopte l'épaisseur suivant :

- RDC et Etages courants.....e = 18 cm.
- Largeur du voile  $l \geq 4*18= 72$  cm.

- Cas de voiles en forme de L :



- $e \geq \max [h_e/22 ; 15 \text{ cm}]$ .

Type d'étage	$h_e$ en (cm)	$e \geq \max [h_e/22, 15 \text{ cm}]$
Sous-sol	370-45=325	max [14.77, 15 cm]
R.D.C et étages courants	340-45=295	max [13.41, 15 cm]

On adopte l'épaisseur suivant :

- RDC et Etages courants.....e= 18 cm.
- Largeur du voile  $l \geq 4*18= 72$  cm.

**3-3) Les poteaux :** Les poteaux sont des éléments porteurs en béton armé dont la forme est généralement carré, rectangulaire ou circulaire permettent de supporter les charge verticales et de les transmettre aux fondations.

- **Dimensionnement des poteaux en respectant les conditions du RPA :**

D'après le RPA99/V2003 (art 7.4.1), en zone sismique IIa les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivants ;

- Min (b,h) ≥ 25 cm

-  $1/4 \leq b/h \leq 4$

Pour notre structure, on fixe les dimensions des poteaux pour les différents étages comme suit :

→ Poteaux sous-sol RDC, étage 1 :50\*50

→ poteaux étage 2, étage 3 : 45\*45

→ poteaux étage 4, étage 5 :40\*40

→ poteaux étage 6, étage 8 :35\*35

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

**a) plancher terrasse inaccessible :**

**Tableau II.1 :** Evaluation de la charge permanente (terrasse inaccessible)

Désignation	Densité (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	15	0.06	0.90
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.06	1.32
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Poids du plancher corps creux	-	0.25	3.56
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
<b>TOTAL</b>			<b>7.74</b>

**b) Plancher d'étage courant :**

**Tableau II.2 :** Evaluation de la charge permanente (étage courant)

Désignation	Densité (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
1- revêtement en carrelage	22	0.02	0,44
2-cloisont de répartition	-	0.1	1
3- mortier de pose	20	0.02	0,40
4- lit de sable	18	0.02	0,36
5- dalle en corps creux	14,25	0.25	3.56
6- enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>TOTAL</b>			<b>6.04</b>

**C) Planchers à dalle pleine (et balcon) :**

Désignation	Densité (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
1- revêtement en carrelage	22	0.02	0,44
2- mortier de pose	20	0.02	0,40
3- lit de sable	18	0.02	0,36
4- dalle pleine	25	0.15	3.75
5- enduit en ciment	20	0.02	0.40
6- enduit de plâtre	10	0.02	0.20
TOTAL			5.55

**Tableau II.3 :** Evaluation de la charge permanente (balcon et dalle pleine)

**d) Murs extérieurs :**

**Tableau II.4 :** Evaluation de la charge permanente (murs extérieurs)

Désignation	Densité (kN/ml)	Epaisseur (m)	Poids (kN/ml)
1) enduit ciment →	20	0.02	0.40
2) brique creuse →	9	0.15	1,35
3) l'âme d'aire →	0	0.05	0
4) brique creuse →	9	0.10	0,90
TOTAL			2.85

**e) L'acrotère :**

**Tableau II.5 :** Evaluation de la charge permanente (L'acrotère)

Désignation	Epaisseur (m)	Poids (kN/ml)
1- corps de l'acrotère	0.10	1.73
2- enduit de ciment	0.015	0.36
TOTAL		2.10

f) Les escaliers :

❖ Palier :

description	Epaisseur(m)	Poids volumique ( $\gamma$ ) KN/m <sup>3</sup>	Poids(G) KN/m <sup>2</sup>
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de posé	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dallage	0.2	25	5.00
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 6.36$

Tableau II.6 : Évaluation des charges du palier.

❖ Volée :

Description	Epaisseur (e) m	Poids volumique ( $\gamma$ ) KN/m <sup>3</sup>	Poids (G) KN/m <sup>2</sup>
Carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de posé horizontal	0.02	20	0.40
paillasse	0.2/cos(32.19)	25	5.9
Carrelage vertical	0.02	20	0.40
Mortier de posé vertical	0.02	20	0.40
Enduite de plâtre	0.02	10	0.2
Contre marche	0.17/2	25	2.13
			$\Sigma = 9.93$

Tableau II.7 : Evaluation des charges sur la volée des étages courants.

- Evaluation des charges sur la volée RDC.

Description	Epaisseur (e) m	Poids volumique ( $\gamma$ ) KN/m <sup>3</sup>	Poids (G) KN/m <sup>2</sup>
Carrelage horizontal	0.02	20	0.4
Mortier de posé horizontal	0.02	20	0.40
paillasse	0.2/cos(31.93)	25	5.89
Carrelage vertical	0.02	20	0.4
Mortier de posé vertical	0.02	20	0.4
Enduite de plâtre	0.02	10	0.2
Contre marche	0.17/2	25	2.13
			$\Sigma = 9.82$

Tableau II.8 : Evaluation des charges sur la volée étages RDC.

-Poids propre des poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Poids propre des poteaux G <sub>pot</sub> (KN)
entre sol	50 × 50	$(0.5 \times 0.5 \times 3.70) \times 25 = 23.125$
RDC +1 <sup>ere</sup> étage	50 × 50	$(0.5 \times 0.5 \times 3.40) \times 25 = 21.25$
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	45 × 45	$(0.45 \times 0.45 \times 3.4) \times 25 = 17.21$
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	40 × 40	$(0.4 \times 0.4 \times 3.4) \times 25 = 13.6$
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	35 × 35	$(0.35 \times 0.35 \times 3.4) \times 25 = 10.41$

Tableau II.9 : Poids propre des poteaux.

-Poids propre des poutres

$$G_{pp} = (0.3 \times 0.45) \times 5.16 \times 25 = 17.41 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{ps} = (0.3 \times 0.4) \times 3.68 \times 25 = 11.04 \text{ KN/ml.}$$

Désignation	L'usage	G en (kN/m <sup>2</sup> )	Q en (kN/m <sup>2</sup> )
2-plancher d'étage courant et sou pente	Habitation	6.04	1.5
3-plancher RDC	Commercial	5.55	5
4- balcon et dalle pleine	-	5.55	3.5
5- escalier	-		2.5
6- acrotère	-	2.10	1.00

**Tableau II.10 :** Charge permanente et surcharge d'exploitation

**II-5) Descente des charges :**

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Niveau	Dégressions
<b>N1</b>	Q0
<b>N2</b>	Q0+Q1
<b>N3</b>	Q0+0.95 (Q1+Q2)
<b>N4</b>	Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)
<b>N5</b>	Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)
<b>N6</b>	Q0+0.80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)
<b>N7</b>	Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)
<b>N8</b>	Q0+0.714(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)
<b>N9</b>	Q0+0.687(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+ Q8)

**Tableau II.11 :** Descente des charges de différent niveau.

Les poteaux C3 , C6 et D5 les plus sollicitons dans ce projet.

**II.5.1 Calcul de surfaces revenantes au poteau :**

➤ **Poteau C3 :**

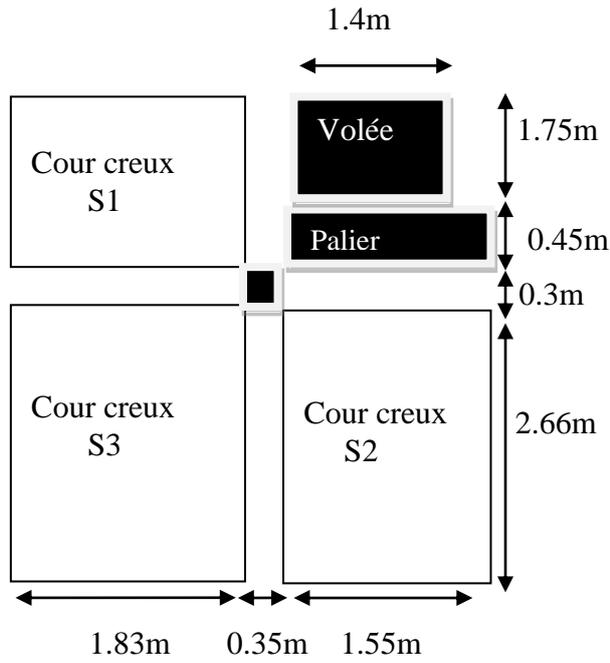


Figure II.8 : Surface revenant au poteau C3 (étage courant)

$$S1 = 2.2 \times 1.83 = 4.026 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.66 \times 1.55 = 4.123 \text{ m}^2.$$

$$S3 = 2.66 \times 1.83 = 4.867 \text{ m}^2.$$

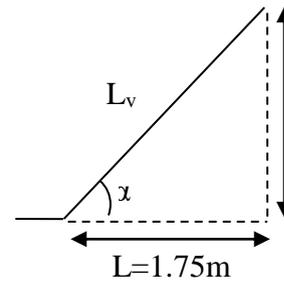
Pour S4 est de la partie escalier on a :

- Etages courantes :

$$\alpha = 32.19^\circ, L = 1.75 \text{ m}, L_v = L / \cos \alpha = 2.06 \text{ m}.$$

$$S_v = 2.24 \times 1.4 = 2.9 \text{ m}^2.$$

$$S_p = (0.45 \times 1.55) = 0.7 \text{ m}^2.$$



- Etages rée de chaussée :

$$\alpha = 31.93^\circ, L = 1.55 \text{ m}, L_v = L / \cos \alpha = 0.82 \text{ m}.$$

$$S_v = 0.82 \times 1.4 = 1.15 \text{ m}^2.$$

$$S_p = 1.5 \times 1.4 = 2.1 \text{ m}^2.$$

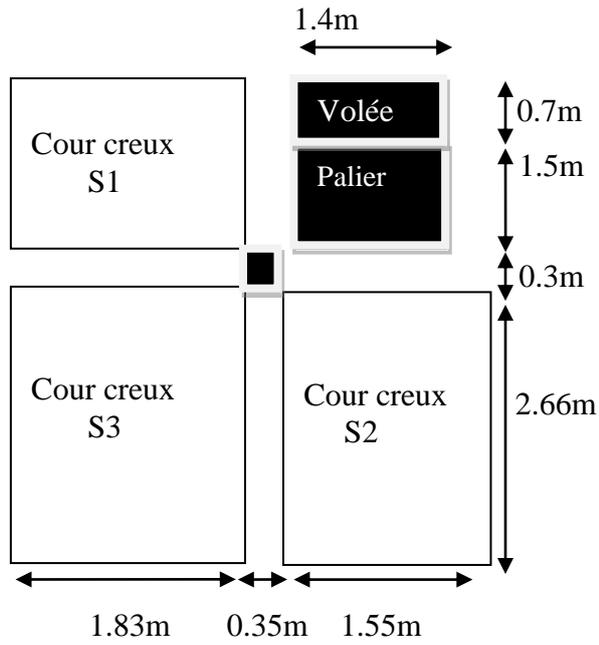


Figure II.9 : Surface revenant au poteau C3 (étage RDC )

Etages rée de sous-sol :

$$S_p = 2.2 \times 1.4 = 2.1 \text{ m}^2.$$

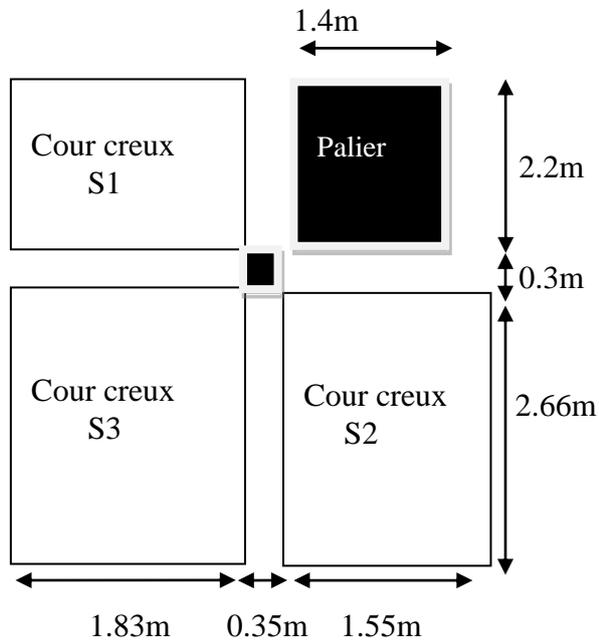


Figure II.10 : Surface revenant au poteau C3 (Étage sous-sol )

. Descente de charge poteaux C3 :

Niveau	Éléments	G [kn]	Q [kn]
N1	plancher terrasse inaccessible	147,06	
	Poutre	28,455	
	Poteau (35*35)	10,41	
	<b>Total</b>	<b>185,925</b>	<b>19</b>
N2	G venant de N1	185,925	
	plancher corps creux	78,7	
	poutre	28,455	
	Poteau (35*35)	10,41	
	Escalier : pallier	4,452	
	volée	28,8	
	Mure extérieur	22,48	
<b>Total</b>	<b>354,752</b>	<b>47,095</b>	
N3	G venant de N2	354,752	
	plancher corps creux	78,7	
	poutre	28,455	
	Poteau (40*40)	13,6	
	Escalier : pallier	4,452	
	volée	28,8	
	Mure extérieur	22,48	
<b>Total</b>	<b>526,769</b>	<b>72,83</b>	
N4	G venant de N3	526,769	
	plancher corps creux	78,7	
	poutre	28,455	
	Poteau (40*40)	13,6	
	Escalier : pallier	4,452	
	volée	28,8	
	Mure extérieur	22,48	
<b>Total</b>	<b>698,786</b>	<b>94,856</b>	
N5	G venant de N4	698,786	
	plancher corps creux	78,7	
	poutre	28,455	
	Poteau (45*45)	17,211	
	Escalier : pallier	4,452	
	volée	28,8	
	Mure extérieur	22,48	
<b>Total</b>	<b>874,414</b>	<b>114,523</b>	
N6	G venant de N5	874,414	
	plancher corps creux	78,7	
	poutre	28,455	
	Poteau (45*45)	17,211	
	Escalier : pallier	4,452	
	volée	28,8	
	Mure extérieur	22,48	
<b>Total</b>	<b>1050,042</b>	<b>131,38</b>	

<b>N7</b>	<b>G venant de N6</b>	<b>1050,042</b>	
	<b>plancher corps creux</b>	<b>78,7</b>	
	<b>poutre</b>	<b>28,455</b>	
	<b>Poteau (50*50)</b>	<b>21,25</b>	
	<b>Escalier : pallier</b>	<b>4,452</b>	
	<b>volée</b>	<b>28,8</b>	
	<b>Mure extérieur</b>	<b>22,48</b>	
	<b>Total</b>	<b>1229,709</b>	<b>145,427</b>
<b>N8</b>	<b>G venant de N7</b>	<b>1229,709</b>	
	<b>plancher corps creux</b>	<b>78,7</b>	
	<b>poutre</b>	<b>28,455</b>	
	<b>Poteau (50*50)</b>	<b>21,25</b>	
	<b>Escalier : pallier</b>	<b>13,35</b>	
	<b>volée</b>	<b>11,3</b>	
	<b>Mure extérieur</b>	<b>26,62</b>	
	<b>Total</b>	<b>1410,061</b>	<b>159,475</b>
<b>N9</b>	<b>G venant de N8</b>	<b>1410,061</b>	
	<b>Plancher dalle plein</b>	<b>72,32</b>	
	<b>Poutre</b>	<b>28,455</b>	
	<b>poteau (50*50)</b>	<b>23,125</b>	
	<b>Escalier</b>	<b>19,58</b>	
	<b>Total</b>	<b>1556,221</b>	<b>195,918</b>

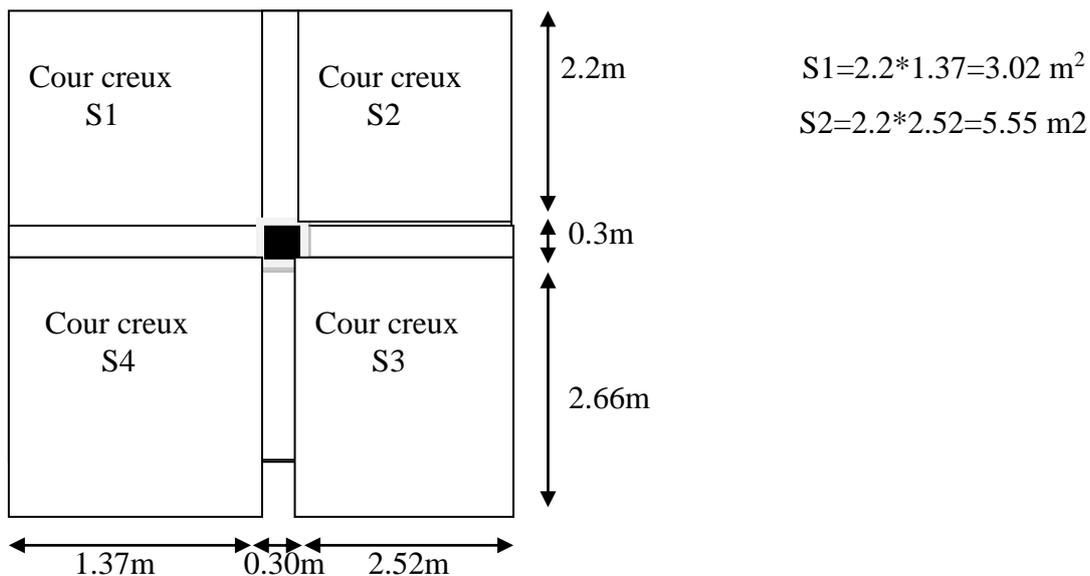
**Tableau II.12** : la descente de charge de poteau (C3).

L'effort ultime revenant au poteau à la base :

$$N_s = G + Q = 1556.221 + 195.918 = 1752.14 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 1556.221 + 1.5 * 195.918 = 2394.775 \text{ KN}$$

➤ **Poteau C6** :



**Figure II.11**: Surface revenant au poteau C6

$$S3=2.66*2.52=6.71 \text{ m}^2$$

$$S4=2.66*1.37=3.66 \text{ m}^2$$

-Surface afférente sous  $G= S1+S2+S3+S4 = 18.94 \text{ m}^2$

-Surface afférente sous  $Q=21.68 \text{ m}^2$  .

. **Descente de charge poteaux C6 :**

L'effort ultime revenant au poteau à la base :

$$N_U=1.35*G+1.5*Q=1.35*1488.908+1.5*210.66=2326.015\text{KN}$$

$$N_s = G+Q = 1488.908 + 210.66 = 1699.568 \text{ KN}$$

➤ **Poteau D5 :**

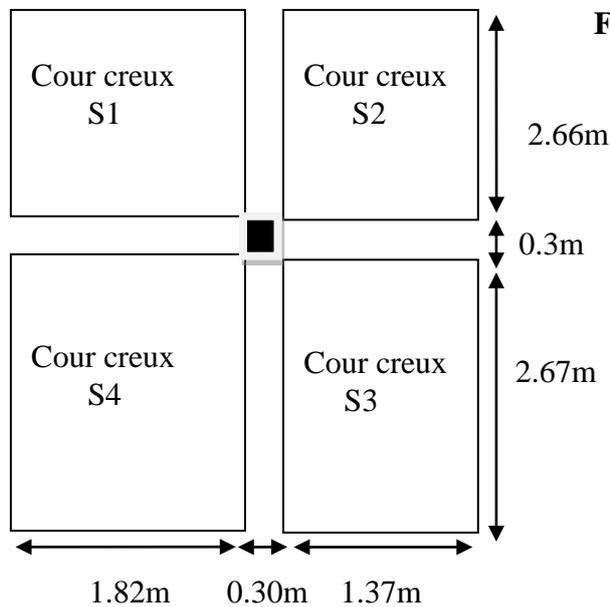


Figure II.12 : Surface revenant au poteau (D5)

$$S1=2.66*1.37=3.66 \text{ m}^2$$

$$S2=2.67*1.37=3.68 \text{ m}^2$$

$$S3=2.66*1.82=4.84 \text{ m}^2$$

$$S4=2.67*1.82=4.87 \text{ m}^2$$

-Surface afferent sous  $G= S1+S2+S3+S4 = 17.01 \text{ m}^2$

-Surface afférente sous  $Q=19.73 \text{ m}^2$

. **Descente de charge poteaux D5 :**

L'effort ultime revenant au poteau à la base :

$$N_U=1.35*G+1.5*Q=1.35*1345.148+1.5*192.3=2104.4\text{KN}$$

$$N_s = G+Q= 1345.148+192.3 = 1537.44 \text{ KN}$$

**C3 est le poteau le plus sollicitée dans ce projet.**

**II-6) Vérifications à faire :**

**a) Critère du RPA99/v.2003 :**

En zone IIa on doit vérifier les conditions suivantes :

- $\min (b,h) \geq 25\text{cm}.....(1)$
- $\text{Min} (b,h) \geq h_e/20.....(2)$
- $1/4 \leq b/h \leq 4.....(3)$

**Avec :**  $h_e$  est la hauteur libre d'étage.

**Tableau II-13 :** Vérification du critère du RPA

Section (cm <sup>2</sup> )	étages	Conditions du RPA			Critère
		(1)	(2)	(3)	
50*50	Sous-sol	$50 \geq 25$	$50 \geq 18.5$	$1/4 \leq l \leq 4$	Vérifie
	RDC, Etage 1		$50 \geq 17$		
45*45	Etage 2	$45 \geq 25$	$45 \geq 17$	$1/4 \leq l \leq 4$	Vérifie
	Etage 3				
40*40	Etage 4	$40 \geq 25$	$40 \geq 17$	$1/4 \leq l \leq 4$	Vérifie
	Etage 5				
35*35	Etage 6	$35 \geq 25$	$35 \geq 17$	$1/4 \leq l \leq 4$	Vérifie
	Etage 7				

**b) Critère de résistance (compression centrée) :**

On doit vérifier que :  $\frac{Nu}{a*b} \leq 0.6*f_{c28} \Rightarrow a*b \geq \frac{Nu}{0.6*f_{c28}}$

Avec : (a\*b) : la section brute du béton

Nu : l'effort normal de la dégression des charges.

A<sub>cal</sub> : section de béton

**Tableau II-14 :** Vérification du critère de résistance

Niveau	G [kn]	Q [kn]	Nu` [kn]	B cal	B opt
7 éme	185,925	19	307,448	0,021	0,12
6 éme	354,752	47,096	604,515	0,042	0,12
5 éme	526,769	72,38	901,68	0,063	0,16

4 éme	698,786	94,856	1194,21	0,084	0,16
3 éme	874,409	114,523	1487,46	0,1	0,2
2 ème	1050,037	131,38	1776,08	0,125	0,2
1 ère	1229,704	145,427	2066,065	0,145	0,25
RDC	1410,056	159,475	2357,067	0,166	0,25
Sous-sol	1556,221	195,918	2634,25	0,187	0,25

**c) Critère de stabilité de forme :**

→ D'après le BAEL 91(art.B.8.4.1), on doit vérifier que l'effort normal ultime agissant

(Nu) sur un poteau doit être tel que :

$$N_U \leq N_{adm} = \alpha \left[ \frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$$

$A_s$  : est la section d'acier comprimé.

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

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

$B_r$  : est la section réduite du poteau.

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

• si  $\lambda \leq 50$  .....  $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$

• si  $50 \leq \lambda \leq 70$  .....  $\alpha = 0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

→ L'élançement mécanique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec :}$$

$L_f$  : est la longueur de flambement ( =0.7\*  $L_f$  )

$i$  : est le rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$  )

$b$  : est le plus petit côté du poteau à vérifie

$I$  : est moment d'inertie pour section rectangulaire  $b \times h$  ( $I = \frac{b \times h^3}{12}$  )

On aura :  $\lambda = \frac{0.7 * l_o * \sqrt{12}}{b}$

→ D'après le BAEL91,  $A_s = 1\% \cdot B_r$ .

→ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

$$Nu' = 1.1 \cdot Nu$$

→ On doit vérifier que :

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

Niveau	Nu` [kn ]	Br [m^2]	Br cal [m^2]
7 éme	307,448	0,109	0,0179
6 éme	604,515	0,109	0,0352
5 éme	901,68	0,144	0,0517
4 éme	1194,21	0,144	0,068
3 éme	1487,46	0,185	0,084
2 éme	1776,08	0,185	0,1
1 ére	2066,065	0,23	0,12
RDC	2357,067	0,23	0,137
Sous-sol	2634,25	0,23	0,15

**Tableau II-15 :** Vérification du critère de stabilité de forme.

**Donc pas de risque de flambement**

## II.7 Conclusion ;

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

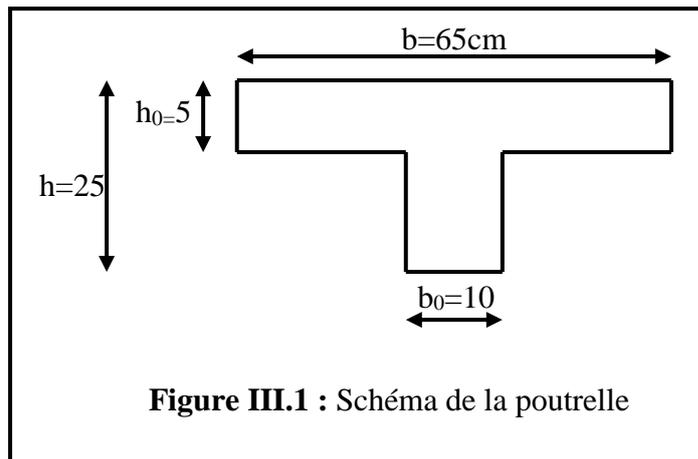
- ▶ Poutres principales : **(30 x 45) cm<sup>2</sup>**.
- ▶ Poutres secondaires : **(30 x 40) cm<sup>2</sup>**.
- ▶ Poteaux de (sous sol ,RDC, 1<sup>er</sup> étage): **(50 x 50) cm<sup>2</sup>**.
- ▶ Poteaux (2 et 3 éme étage) : **(45 x 45) cm<sup>2</sup>**.
- ▶ Poteaux (4 et 5<sup>ème</sup> étage) : **(40 x 40) cm<sup>2</sup>**.
- ▶ Poteaux (6 et 7<sup>ème</sup> étage) : **(35 x 35) cm<sup>2</sup>**.
- ▶ balcon : **(15) cm**.
- ▶ voiles : **(18) cm**.

❖ **Etude des plancher à corps creux :**

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux, leurs épaisseurs sont de (20+5) cm , sauf le plancher sous-sol il est en dalle pleine

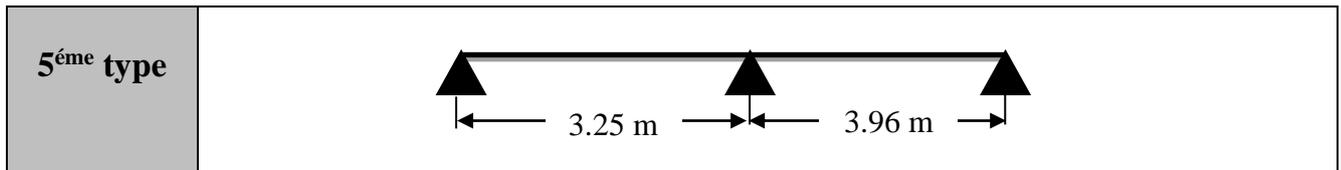
**1) calcul des poutrelles**

Les poutrelles sont préfabriquées de sections en Té disposées parallèlement à la plus petite portée et espacées de 65cm et calculées en flexion simple.



1.1) **Différentes types de poutrelles :** On distingue les poutrelles suivantes :

Types	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>ème</sup> type	
3 <sup>ème</sup> type	
4 <sup>ème</sup> type	



**Tableau III.1 :** schémas statiques de différent type de poutrelles

On retrouve les mêmes types de poutrelles pour chaque niveau, et avec des usages différents.

**1-2) Etude du plancher terrasse inaccessible :**

L'étude des poutrelles sera limitée au calcul le plus défavorable des cinq types (1, 2, 3, 4 et 5) à chaque niveau à usage différent de l'autre.

**1-3) Calcul des sollicitations**

**a) Combinaison de charge :**

ELU :  $q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,65$  (kN/ml)

ELS :  $q_s = (G + Q) \cdot 0,65$  (kN/ml).

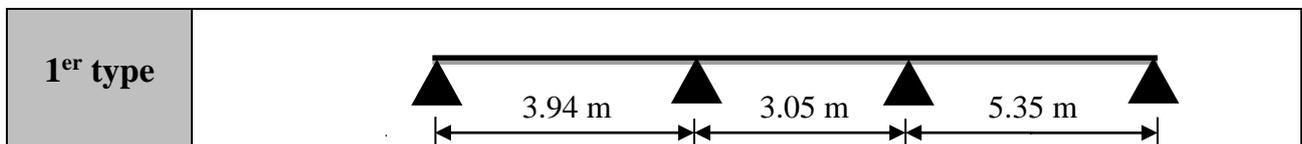
**b) Détermination des charges :**

Le tableau ci-dessous présente les charges revenant aux poutrelles pour les différents étages :

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	7.74	1.0	11.95	7.76	8.74	5.68
Plancher Etage courant	6.04	1.5	10.4	6,76	7.54	4.9

**Tableau III.2 :** charges revenant aux différents types de poutrelles

**c) Condition d'application de la méthode forfaitaire :**



**Figure III.2 :** schéma statique de 1<sup>er</sup> type de poutrelle

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

$L_i/L_{i+1} = 3.94/3.05 = 1.29 \notin [0.8; 1.25]$  ..... *Codition non vérifiée*

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

**Application de la méthode de Caquot pour le deuxième type de plancher terrasse :**

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

$$G' = \frac{2}{3} \times 7.74 = 5.16 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 5.5 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 4 \text{ KN} / \text{m}$$

**A l'ELU :**

- **Moments aux appuis :**

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

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$P_g = P_d = 7.76 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 3.94 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 3.05 = 2.44 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{5.5 \times (3.94^3 + 2.44^3)}{8.5 \times (3.94 + 2.44)} = -7.67 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 3.05 = 2.44 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 5.35 \text{ m.}$$

$$M_C = - \frac{5.5 \times (2.44^3 + 5.35^3)}{8.5 \times (2.44 + 5.35)} = -13.92 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

**Travée AB :**

$$x = \frac{3.94}{2} - \frac{0 - (-7.67)}{7.76 \times 3.94} = 1.72 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{7.76 \times 1.72}{2} \times (3.94 - 1.72) = 14.81 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 14.81 + \left(-7.67 \times \frac{1.72}{3.94}\right) = 11.46 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$x = \frac{3.05}{2} - \frac{-7.67 - (-13.92)}{7.76 \times 3.05} = 1.26m$$

$$M_0(x) = \frac{7.76 \times 1.26}{2} \times (3.05 - 1.26) = 8.75KN.m$$

$$M(x) = 8.75 - 7.67 \times \left(1 - \frac{1.26}{3.05}\right) - 13.92 \times \frac{1.26}{3.05} = -1.5KN.m$$

**Travée CD :**

$$x = \frac{5.35}{2} - \frac{-13.92 - 0}{7.76 \times 5.35} = 3.01m$$

$$M_0(x) = \frac{7.76 \times 3.01}{2} \times (5.35 - 3.01) = 27.33KN.m$$

$$M(x) = 27.33 - 13.92 \times \left(1 - \frac{3.01}{5.35}\right) = 21.24KN.m$$

• **Effort tranchant :**

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

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{7.76 \times 3.94}{2} + \frac{-7.67 - 0}{3.94} = 13.34KN$$

$$V_B = -\frac{7.76 \times 3.94}{2} + \frac{-7.67 - 0}{3.94} = -17.23KN$$

**Travée BC :**

$$V_B = \frac{7.76 \times 3.05}{2} + \frac{-13.92 + 7.67}{3.05} = 9.78KN$$

$$V_C = \frac{-7.76 \times 3.05}{2} + \frac{-13.92 + 7.67}{3.05} = -13.88KN$$

**Travée CD :**

$$V_C = \frac{7.76 \times 5.35}{2} + \frac{0 + 13.92}{5.35} = 23.36KN$$

$$V_D = -\frac{7.76 \times 5.35}{2} + \frac{0 + 13.92}{5.35} = -18.15KN$$

- **Les résultats des calculs a l'ELU et a l'ELS sont résumés dans les tableaux suivant**

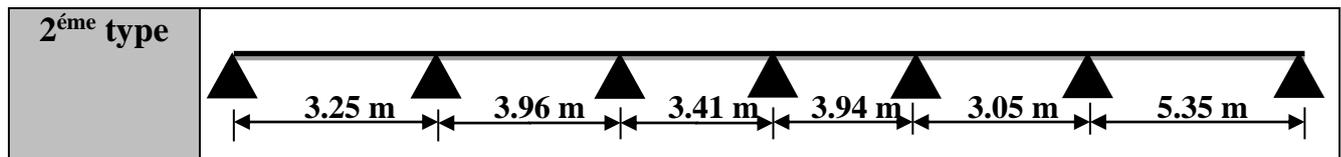
### 1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis

	<b>Mu (KN.m)</b>	<b>Ms (KN.m)</b>	<b>Vu (KN)</b>
<b>Appui A</b>	0	0	13,351
<b>Appui B</b>	-7,681	-5,588	-17,25
<b>Appui C</b>	-13,934	-10,138	23,381
<b>Appui D</b>	0	0	-18,172

**Tableau III.3 :** moments et efforts tranchants au niveau des appuis [type 01].

**2°/ Moments au niveau des travées**

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
<b>Travée AB</b>	1,719	11,476	8,407
<b>Travée BC</b>	1,261	-1,505	-1,061
<b>Travée CD</b>	3,01	21,259	15,573

**Tableau III.4** : moments au niveau des travées [type 01].**d-2) Calcul de la poutrelle de type 2 :****Figure III.3** : schéma statique de 2<sup>ème</sup> type de poutrelle

qu (KN/m)=5,503

qs (KN/m)=4,004

**1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis**

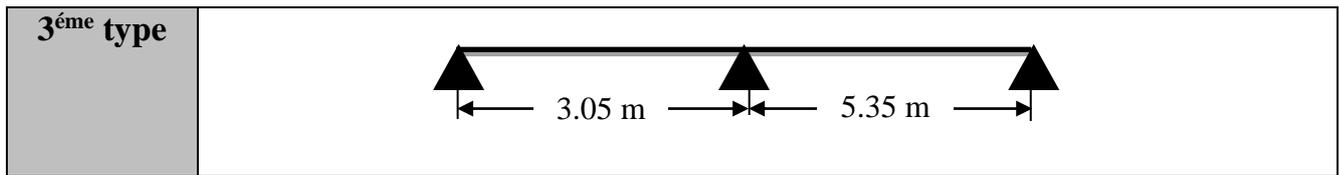
	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
<b>Appui A</b>	0	0	10,569
<b>Appui B</b>	-6,67	-4,853	15,619
<b>Appui C</b>	-5,72	-4,162	-15,139
<b>Appui D</b>	-5,683	-4,135	15,396
<b>Appui E</b>	-5,307	-3,862	-15,206
<b>Appui F</b>	-3,565	-2,594	21,443
<b>Appui G</b>	0	0	-20,11

**Tableau III.5** : moments et efforts tranchants au niveau des appuis [type 02].**2°/ Moments au niveau des travées**

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
<b>Travée AB</b>	1,361	7,191	5,27
<b>Travée BC</b>	2,011	9,034	6,631
<b>Travée CD</b>	1,706	5,588	4,109
<b>Travée DE</b>	1,982	9,577	7,026
<b>Travée EF</b>	1,599	4,617	3,393
<b>Travée FG</b>	2,761	26,035	19,049

**Tableau III.6** : moments au niveau des travées [type 02].

## d-3) Calcul de la poutrelle de type 3

Figure III.4 : schéma statique de 3<sup>ème</sup> type de poutrelle

On a :  $q_u$  (KN/m) 5,503  
 $q_s$  (KN/m) 4,004

1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis

	$M_u$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
<b>Appui A</b>	0	0	7,258
<b>Appui B</b>	-13,989	-10,178	23,391
<b>Appui C</b>	0	0	-18,162

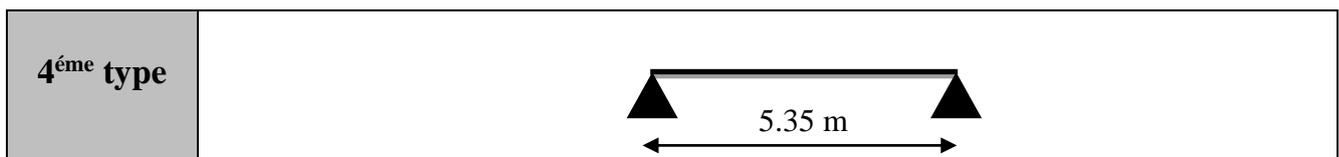
Tableau III.7 : moments et efforts tranchants au niveau des appuis [type 03].

2°/ Moments au niveau des travées

	x (m)	$M_{tu}$ (KN.m)	$M_{ts}$ (KN.m)
<b>Travée AB</b>	0,934	3,391	2,497
<b>Travée BC</b>	3,012	21,235	15,555

Tableau III.8 : moments au niveau des travées [type 03].

## d-4) Calcul de la poutrelle de type 4

Figure III.5 : schéma statique de 4<sup>ème</sup> type de poutrelle

On a :  $q_u$  (KN/m)=5,503  
 $q_s$  (KN/m)=4,004

1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis

	$M_u$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
<b>Appui A</b>	- 4.16	0	20,777
<b>Appui B</b>	-4.16	0	-20,777

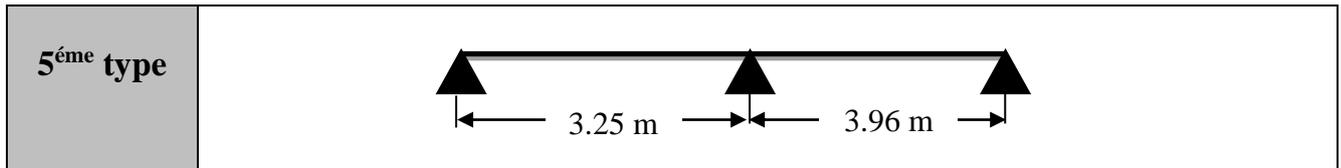
Tableau III.9 : moments et efforts tranchants au niveau des appuis [type 04].

**2°/ Moments au niveau des travées**

	x (m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)
Travée AB	2,675	27,789	20,326

**Tableau III.10** : moments au niveau des travées [type 04].

**d-5) Calcul de la poutrelle de type 5**



**Figure III.5** : schéma statique de 5<sup>ème</sup> type de poutrelle

q<sub>u</sub> (KN/m)=7,767

q<sub>s</sub> (KN/m)=5,681

**1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée**

	M <sub>0u</sub> (KN.m)	M <sub>0s</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)
Travée AB	10,255	7,501	6,328	4,629
Travée BC	15,225	11,136	11,419	8,352

**Tableau III.11** : moments au niveau des travées [type 05].

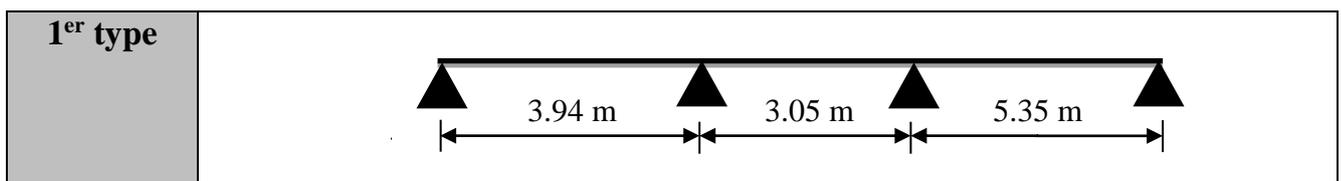
**2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis**

	M <sub>Au</sub> (KN.m)	M <sub>As</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
Appui A	0	0	12,621
Appui B	-9,135	-6,682	17,685
Appui C	0	0	-15,379

**Tableau III.12** : moments et efforts tranchants au niveau des appuis [type 05].

**1-4) Etude du plancher étage courant**

➤ Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 1) :



**Figure III.7** : schéma statique de 1<sup>er</sup> type de poutrelle

On a : q<sub>u</sub> (KN/m)=4,996

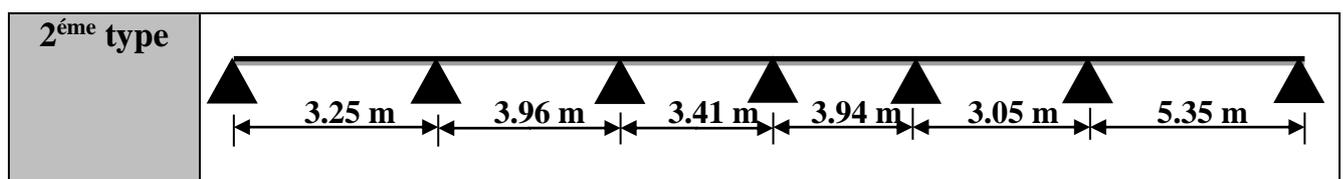
q<sub>s</sub> (KN/m)=3,592

**1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis**

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	11,553
Appui B	-6,973	-5,013	-15,093
Appui C	-12,65	-9,095	20,456
Appui D	0	0	-15,727

**Tableau III.13** : moments et efforts tranchants au niveau des appuis [type 01].**2°/ Moments au niveau des travées**

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	1,708	9,868	7,169
Travée BC	1,25	-1,691	-1,172
Travée CD	3,025	18,285	13,282

**Tableau III.14** : moments au niveau des travées [type 01].➤ **Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 2 :)****Figure III.8** : schéma statique de 2<sup>ème</sup> type de poutrelleOn a :  $q_u$  (KN/m)=4,996 $q_s$  (KN/m)=3,592**1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis**

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	9,126
Appui B	-6,056	-4,354	13,609

Appui C	-5,193	-3,734	-13,173
Appui D	-5,16	-3,71	13,41
Appui E	-4,818	-3,464	-13,236
Appui F	-3,237	-2,327	18,696
Appui G	0	0	-17,486

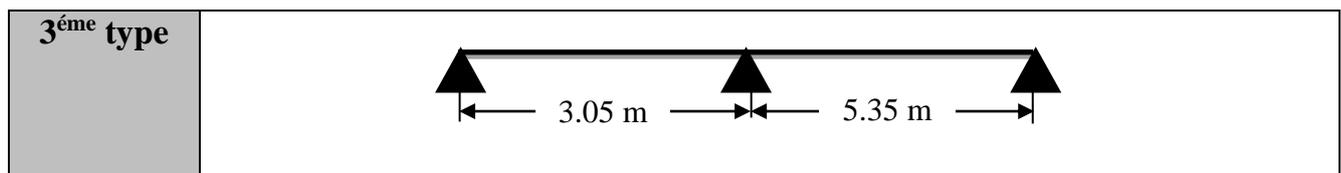
**Tableau III.15** : moments et efforts tranchants au niveau des appuis [type 02].

### 2°/ Moments au niveau des travées

	x (m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)
Travée AB	1,349	6,158	4,477
Travée BC	2,012	7,636	5,565
Travée CD	1,706	4,654	3,402
Travée DE	1,983	8,135	5,924
Travée EF	1,602	3,856	2,818
Travée FG	2,764	22,605	16,391

**Tableau III.16** : moments au niveau des travées [type 02].

### ➤ Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 3:)



**Figure III.9** : schéma statique de 3<sup>ème</sup> type de poutrelle

### 1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis

	M <sub>u</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
Appui A	0	0	6,15
Appui B	-12,7	-9,131	20,465
Appui C	0	0	-15,717

**Tableau III.17** : moments et efforts tranchants au niveau des appuis [type 03].

### 2°/ Moments au niveau des travées

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	0,909	2,796	2,048
Travée BC	3,026	18,263	13,267

Tableau III.18 : moments au niveau des travées [type 03].

➤ Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 2 :)

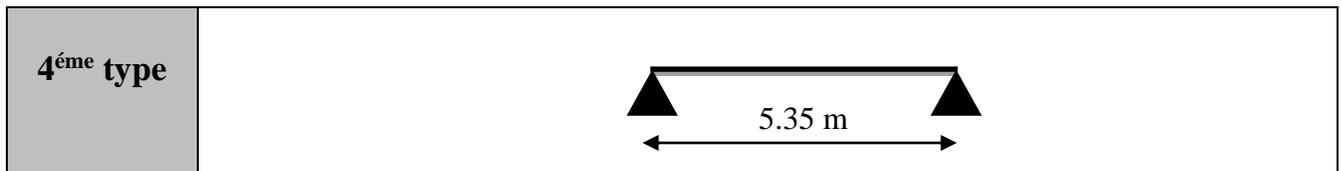


Figure III.10 : schéma statique de 4<sup>ème</sup> type de poutrelle

1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A		0	18,091
Appui B	0	0	-18,091

Tableau III.19 : moments et efforts tranchants au niveau des appuis [type 04].

2°/ Moments au niveau des travées

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	2,675	24,197	17,535

Tableau III.20 : moments au niveau des travées [type 04].

➤ Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 5 :)

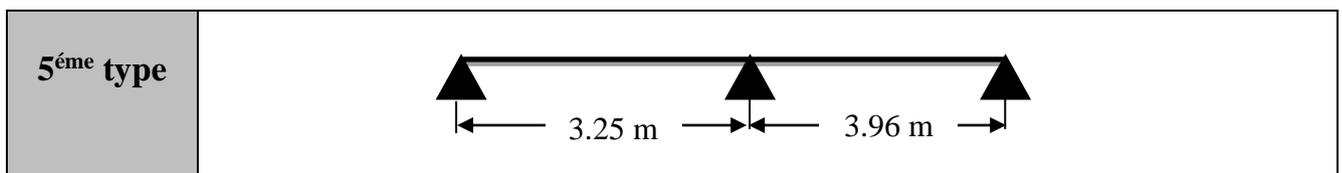


Figure III.11 : schéma statique de 5<sup>ème</sup> type de poutrelle

$$q_u \text{ (KN/m)} = 6,763$$

$$q_s \text{ (KN/m)} = 4,901$$

$$\alpha = 0,199$$

**1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée**

	<b>M<sub>0u</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>0s</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>tu</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>ts</sub> (KN.m)</b>
<b>Travée AB</b>	8,929	6,471	5,624	4,076
<b>Travée BC</b>	13,257	9,607	10,071	7,299

**Tableau III.21** : moments au niveau des travées [type 05].**2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis**

	<b>M<sub>Au</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>As</sub> (KN.m)</b>	<b>V<sub>u</sub> (KN)</b>
<b>Appui A</b>	0	0	10,99
<b>Appui B</b>	-7,954	-5,764	15,399
<b>Appui C</b>	0	0	-13,391

**Tableau III.22** : moments et efforts tranchants au niveau des appuis [type 05].**1-5) Résultats des moments maximaux et efforts tranchants retenus :**

Les résultats obtenues des sollicitations les plus défavorables sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.23** : sollicitations maximales

Nature d'étage	Moments en travées		Moments en appuis intermédiaires		Moments en appuis de rives		Efforts tranchants
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
<b>Terrasse inaccessible</b>	27.78	20.32	13.98	10.17	4.16	3.05	23.39
<b>Etage courant</b>	24.19	17.53	12.7	9.13	3.63	2.63	18.09

**1-6) Ferrailage des poutrelles de l'étage terrasse inaccessible :**

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} * (d - h_0 / 2) ;$$

Avec :

$M_{tu}$  : est le moment équilibré par la table de compression

$d = 0.9 * h$  : est la hauteur utile.

$M_u$  : est le moment sollicitant de calcul.

- Si  $M_{tu} > M_u$  : la table n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par

la table ce qui conduit au calcul d'une section ( $b \cdot h$ )

- Si  $M_u > M_{tu}$  : l'axe neutre passe par la nervure ce qui conduit au calcul d'une section en T.

#### a) Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l'effort Tranchant

#### ■ Calcul des armatures longitudinales :

- En travée :

On a:

$$M_U = 27.78 \text{ KN.m}$$

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

$$h_o = 5 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \cdot 25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = 0.65 \cdot 0.05 \cdot 14.2 \cdot (0.225 - 0.05/2) = 92.3 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u$  alors, on calcul une section ( $b \cdot h$ ) = (65\*25)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b}, \quad \mu_{bu} = \frac{27.78 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.2} = 0.06 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.077$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.077) = 0.22 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{27.78 \times 10^{-3}}{0.22 \times 348} = 3.62 \text{ cm}^2.$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}. \text{ (Art A.4.2.1 [1]).}$$

$$A_{min} = (0.23 \times 0.65 \times 0.225 \times 2.1) / 400 = 1.76 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$  ..... *Condition vérifiée.*

$$\text{On prend : } A_t = 1\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 1.13 + 3.08 = 3.8 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage aux appuis**

**Appuis de rive :** Le calcul se fait pour une section rectangulaire de  $(10 \times 25) \text{ cm}^2$  car la table de compression est entièrement tendue.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{4.16 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.225^2 \times 14.2} = 0.058$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}) = 0.074$$

$$z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.074) = 0.22 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{4.16 \times 10^{-3}}{0.22 \times 348} = 0.54 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = (0.23 \times 0.1 \times 0.225 \times 2.1) / 400 = 0.272 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_a = 0.54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On choisit : A = **1HA12** = 1.13 cm<sup>2</sup>.

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

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

$$M_u = 13.98 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{13.98 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.225^2 \times 14.2} = 0.193$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = \xi_{bc} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.193}) = 0.270 \Rightarrow \xi_{st} = 3.5 \times 10^{-3} [(1 - 0.270) / 0.270] = 9.46 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.270) = 0.20m$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{13.98 \times 10^{-3}}{0.20 \times 348} = 2 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_t / f_e = (0.23 \cdot 0.10 \cdot 0.225 \cdot 2.1) / 400 = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_a = 2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On choisit : A = 2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>.

### Vérification des poutrelles à l'ELU

#### Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1])}$$

La fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min((0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa})) = 3,25 \text{ MPa}$ .

$$V^{\max} = 23.39 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{13.39 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.225} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

#### • Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure:

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{1.8 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.3.2 [1])}$$

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

$$\tau_u = \frac{(0.65 - 0.1) \times 23.39 \times 10^{-3}}{1.8 \times 0.225 \times 0.65 \times 0.05} = 0.98 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ M} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

#### • Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left[ V_u + \frac{Mu}{0.9 * d} \right] \dots \dots \text{pour l'appui intermédiaire}$$

- $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u$  ..... Pour l'appui de rive

**Remarque :** on prend le moment en appui avec son signe

**Pour l'appui de rive :**  $A_s=1.13\text{cm}^2$ ,  $V_u=23.39\text{KN}$ ,

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$  (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 1.13\text{cm}^2.$$

$$1.15 \times 23.39 \times 10^{-3} / 400 = 0.67\text{cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e$  ..... Condition vérifiée.

**Pour l'appui intermédiaire :**  $A_s=2.26\text{cm}^2$ ,  $V_u=23.39\text{KN}$ ,  $M_u=-13.98\text{KNm}$

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d), \text{ (Art A.5.1.3.2.1 [1])}.$$

$$A_s = 4.39\text{cm}^2.$$

$$1.15 / 400 (23.39 \times 10^{-3} - 13.98 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.225)) = -1.31\text{cm} \quad (\text{Pas de vérification à faire.})$$

### c) Vérifications à L'E.L.S :

#### • État limite de compression du béton :

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

#### Position de l'axe neutre (AN)

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15 * A * (d - h_0)$$

- Si  $H \geq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  vérification d'une section ( $b * h$ )

- Si  $H < 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  vérification d'une section en T

Application numérique :  $A=4.21\text{cm}^2$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 4.21 \times 10^{-4} \times (0.225 - 0.05)$$

$\Rightarrow H = -2.92 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  vérification d'une section en T

■ **Calcul des armatures transversales :** → D'après le BAEL 91(Art A.7.2.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{14}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{100}{10}, \frac{250}{35}, 14\right) = 8\text{mm}$$

**On prend :  $A_t=2\text{HA}8=1.01\text{cm}^2$**

■ **Calcul de l'espacement  $S_t$  :**

On a:  $d=22.5\text{cm}$ ;  $\zeta=1.31\text{MPa}$ ;  $A_t=1.01\text{cm}^2$

$$\rightarrow S_{t1} \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 20.25\text{cm}$$

$$\rightarrow S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{b_0 * (\tau - 0.3ft)} = \frac{1.01 * 10^{-4} * 400}{0.1 * (1.31 - 0.3 * 2.1)} = 59.41\text{cm}$$

$$\rightarrow S_{t3} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{1.01 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.10} = 101\text{cm}$$

$$\rightarrow S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

c) **Vérfications à L'E.L.S :**

● **État limite de compression du béton :**

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

**Position de l'axe neutre (AN)**

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15 * A * (d - h_0)$$

• **Si  $H \geq 0$**  ⇒ l'axe neutre passe par la table de compression ⇒ vérification d'une section ( $b * h$ )

• **Si  $H < 0$**  ⇒ l'axe neutre passe par la nervure ⇒ vérification d'une section en Té

*Application numérique :  $A=4.21\text{cm}^2$*

$H < 0$  ⇒ vérification d'une section en Té

● **Vérification des contraintes :**

L'égalité des moments statiques donne l'équation suivante :

$$b_0 * \frac{y^2}{2} + [15 * A + (b - b_0) * h_0] * y - 15A * d - (b - b_0) * \frac{h_0^2}{2} = 0, (\text{pour } H < 0)$$

$$0.1 * \frac{y^2}{2} + [15 * 0.000421 + (0.65 - 0.1) * 0.05] * y - 15 * 0.000421 * 0.225 - (0.65 - 0.05) * \frac{0.05^2}{2} = 0$$

Pour  $H \geq 0$  on suit la méthode utilisée pour les sections rectangulaire ( $b \cdot h$ )

$$0.1 * \frac{y^2}{2} + [15 * 4.62 * 10^{-4} + (0.65 - 0.10) * 0.05] * y - 15 * 4.62 * 10^{-4} * 0.225 - (0.65 - 0.1) * \frac{0.05^2}{2} = 0$$

La résolution de cette équation donne :  $y = 5.75$  cm

$$\text{Le moment d'inertie } I = \frac{b * y^3}{3} - \frac{(b - b_0) * (y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{0.65 * 0.0575^3}{3} - \frac{(0.65 - 0.1) * (0.0575 - 0.05)^3}{3} + 15 * 0.000421 * (0.225 - 0.0575)^2$$

$$I = 2.18 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$M_{ser} = 20.32 \text{ KN.m}$$

$$I = \frac{0.65 * 0.06^3}{3} - \frac{(0.65 - 0.1) * (0.06 - 0.05)^3}{3} + 15 * 4.62 * 10^{-4} * (0.225 - 0.06)^2 = 2.4 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{20.32 * 10^{-3}}{2.18 * 10^{-4}} * 0.0575 = 5.36 \text{ MPa} < 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les tableaux suivants résument les sections d'acier retenu pour ferrailer les poutrelles des différents étages.

Nature	$\mu_{bu}$	A	z	Acal	Amin	Choosier
Travée	0.059	0.077	0.22	3.62	1.76	<b>1HA14 + 2HA12</b> =3.8cm <sup>2</sup>
APP(inter)	0.193	0.268	0.20	1.97	0.27	2HA12=2.26cm <sup>2</sup>
APP(rive)	0.058	0.074	0.219	0.54	0.27	1HA12=1.13cm <sup>2</sup>

**Tableau III.24 :** Ferrailage des poutrelles de la terrasse inaccessible

Nature	$\mu_{bu}$	A	z	Acal	Amin	Achoisie
Travée	0.052	0.066	0.2209	3.17	1.76	3HA12=3.39cm <sup>2</sup>
APP(inter)	0.17	0.241	0.202	1.799	0.27	2HA12=2.26cm <sup>2</sup>
APP(rive)	0.051	0.065	0.2197	0.47	0.27	1HA12=1.13cm <sup>2</sup>

**Tableau III.25 :** Ferrailage des poutrelles d'étage courant

Les tableaux suivant résumant les différentes vérifications faites pour les poutrelles des niveaux différents.

**Tableau III.26 : Vérification de l'effort tranchant**

Nature	V	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Terrasse innacc	23.39	1.04	3.25	Vérifiée
Etage Courant	18.09	0.804	3.325	Vérifiée

**Tableau III.27 : Vérification des contraintes à l'ELS**

NATURE	Ms(KNm)	H	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc} < \sigma_s$
Terrasse innacc	20.32	H < 0	4.62	5.75	2.18*10 <sup>-4</sup>	5.36	15	Vérifiée
Etage Courant	17.53	H < 0	3.39	5.2	1.828*10 <sup>-4</sup>	0.82	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

L'article (B-6-8-4-24) des règles BAEL 91 ; nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les

inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{25}{505} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ condition non vérifié

→ la première condition n'est pas vérifiée, alors on doit faire la vérification de la flèche

En utilisant le programme SOCOTEC .

• D'après le BAEL91, la flèche totale est définie comme suit :

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

Avec :

- $f_{gv}$  : est la flèche différée due au moment  $M_i$  (en mm)
- $f_{gi}$  : est la flèche instantanée due au moment  $M_i$  (en mm)
- $f_{pi}$  : est la flèche instantanée due au moment  $M_p$  (en mm)
- $f_{ji}$  : est la flèche instantanée due au moment  $M_g$  (en mm)

$M_i$  : c'est le moment due aux charges permanentes avant la mise en place des revêtements.

$M_g$  : c'est moment dû aux charges permanentes total.

$M_p$  : c'est moment dû aux charges permanentes et surcharges d'exploitations

- La flèche admissible est :  $f \leq \frac{l}{500}$

Les résultats obtenus pour la vérification de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.28 : Vérification de la flèche des poutrelles**

Nature	$M_i$ (Kn.m)	$M_j$ (Kn.m)	$M_p$ (Kn.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Fgv (mm)	Fpi (mm)	$\Delta f_i$ (mm)	$f_{lim}$ (mm)	$\Delta f_i < f_{lim}$
Terrasse inaccessible	15.28	9.68	17.183	4.21	15.35	9.46	11.840	10.3	Pas Vérifiée
étage courant	11.92	9.006	14.813	3.39	13.57	9.81	10.55	10.3	Pas Vérifiée

On voit clairement que la flèche n'est pas vérifiée donc on est amené à augmenter la section des aciers ce qui nous donne les résultats suivants :

**Tableau III.29: ré vérification de la flèche des poutrelles**

Nature	Section TRAVEE	A	fgv	fpi	$\Delta f_i$	$f_{lim}$	$\Delta f_i < f_{lim}$
Terr innac	2HA16+1HA14	5.56	12.68	7.33	9.89	10.30	Vérifiée
Etg couran	2HA14+1HA12	4.21	11.62	7.96	9.10	10.30	Vérifiée

### 1.6) Calcul de la dalle de compression :

- Armature principales :  $A_p = \frac{4 * b}{f_e} = \frac{4 * 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Armatures secondaires :  $A = A_p / 4 = 0.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- L'espacement :  $S_t \leq 33 \text{ cm}$  pour les armatures principales.

$S_t \leq 44 \text{ cm}$  pour les armatures secondaires.

On choisit : Armature principales  $\perp$  aux poutrelles :  $A_p = 4\emptyset 6$

Armatures secondaires // aux poutrelles :  $A_s = 3\emptyset 6$

On suppose un treillis soudés :  $\emptyset 5$  de maille égale à 15 cm suivant les deux sens.

1.7) Schémas de ferrillages :

a) La dalle de compression :

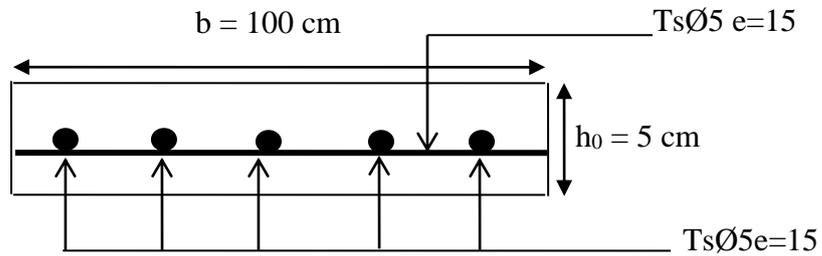


Figure III.12 : Schéma de ferrillage de la dalle de compression

b) Les poutrelles :

Figure III.13 : Schéma de ferrillage des poutrelles terrasse inaccessible

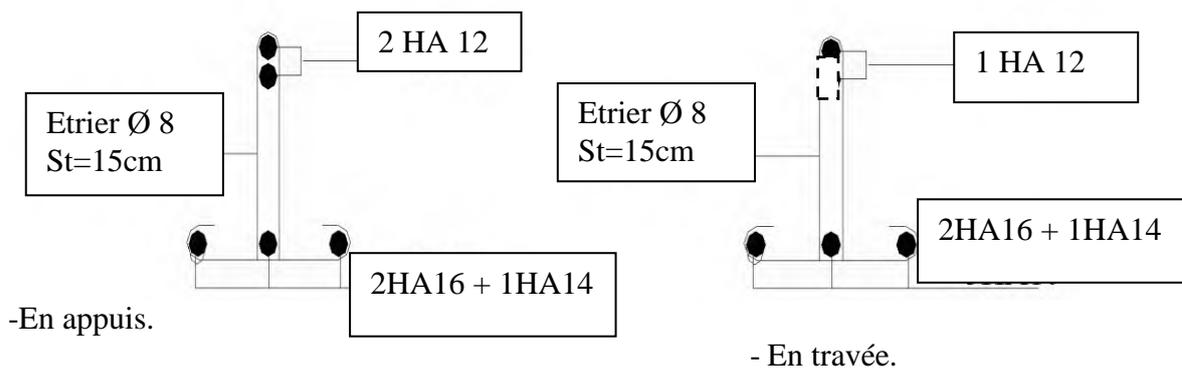
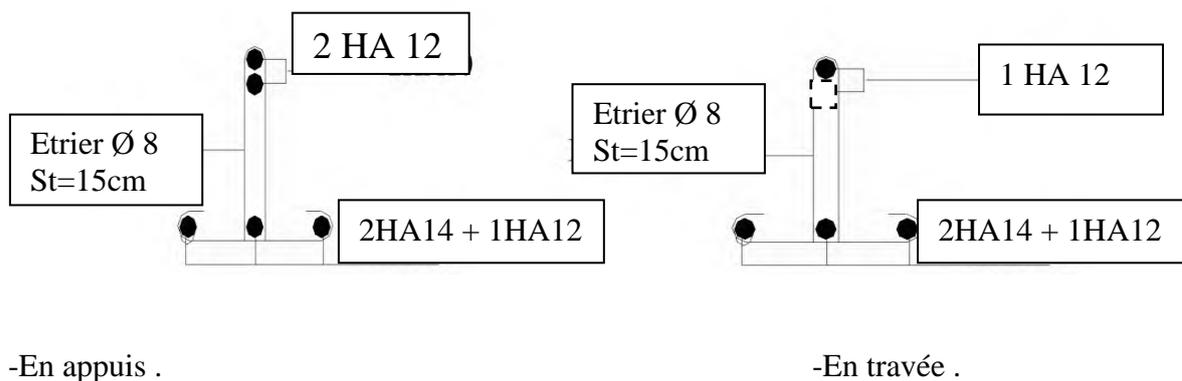


Figure (14) : Schéma de ferrillage des poutrelles étage courant



**C) Etude des dalles pleines :****1) Calcul de la dalle pleine sur 4 appuis :**

**On a :**  $G = 5.55 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 4 \text{ KN/m}^2$  (dalle d'étage services)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{5.05}{5.32} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$$

La dalle porte dans les deux sens.

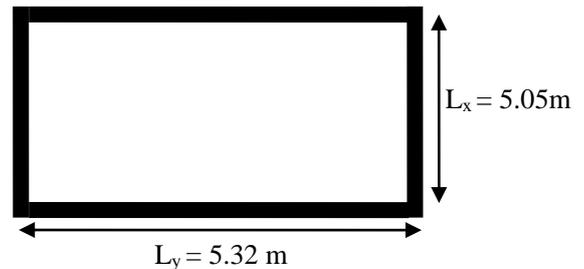
**a) Calcul des sollicitations :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 13.49 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 9.55 \text{ KN/m}$$

**■ Calcul à l'ELU : ( $\nu = 0$ )**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.888 \end{cases} \quad (\text{Annexe 02})$$



**Figure III.15 :** Dalle sur quatre appuis

$$M_x = \mu_x q_u L_x \Rightarrow M_x = 0.0410 \times 13.49 \times 5.05^2 = 14.10 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.888 \times 14.10 = 12.52 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

**• Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 14.10 = 11.98 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 12.52 = 10.64 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

**• Moment en appuis :**

$$M_a^x = -0.3 M_x = -0.3 \times 14.10 = -4.23 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

**■ Calcul à l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )**

$$q_s = G + Q = 9.55 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.923 \end{cases} \quad (\text{Annexe 02})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0483 \times 9.55 \times 5.05^2 = 11.76 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.923 \times 11.76 = 10.85 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

**• Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 11.76 = 10 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 10.85 = 9.22 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

**• Moment en appuis :**

$$M_a^x = -0.3 M_x = -0.3 \times 11.76 = -3.53 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

**b) Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

Le diamètre des barres a utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5cm$

→ On prend des barres de  $\phi=14$  mm pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left( \frac{\phi_x}{2} + e \right) \Rightarrow d_x = 15 - \left( \frac{1,4}{2} + 2 \right) = 12.25cm$$

$$d_y = h - \left( \frac{\phi}{2} + \phi + e \right) \Rightarrow d_y = 15 - \left( \frac{1,4}{2} + 1.4 + 2 \right) = 10.75cm$$

**• En travée :****• Sens xx :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1225^2 \times 14.2} = 0.0562$$

$$\mu_{b2} < \mu_2 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{24}}}{0.8} = 0.0723$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.119m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{11.98 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} = 2.89cm^2$$

Soit : 4 T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

**• Sens yy:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1075^2 \times 14.2} = 0.0648$$

$$\mu_{b2} < \mu_2 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{24}}}{0.8} = 0.0838$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.104m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{10.64 \times 10^{-3}}{348 \times 0.104} = 2.93cm^2$$

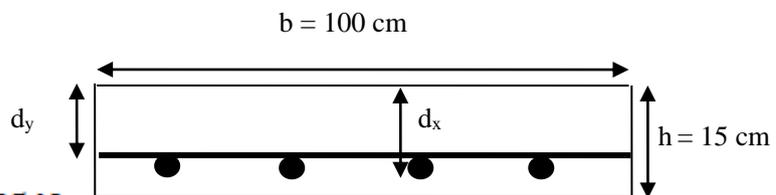


Figure III.16 : Section à ferrailée de la dalle

Soit :  $4 \text{ T10} = 3.14 \text{ cm}^2$

• En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1225^2 \times 14.2} = 0.0198$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.025$$

$$z = 0.121 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{0.69 \times 10^{-3}}{348 \times 0.0937} = 1 \text{ cm}^2$$

Soit  $4 \text{ T8} = 2.01 \text{ cm}^2$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.30** : Résultats de ferrailage de la dalle plane d'étage services

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculée ( $\text{cm}^2$ )	$A_a$ calculée ( $\text{cm}^2$ )	$A_t$ adoptée ( $\text{cm}^2$ )	$A_a$ adoptée ( $\text{cm}^2$ )
Sens xx	11.98	4.23	2.89	1	4HA10	4HA8
Sens yy	10.64	4.23	2.93	1	4HA10	4HA8

d) Vérifications :

■ Vérification à l'ELU :

• Vérification de la condition de non fragilité :

Pour :  $h=15 \text{ cm}$  et  $\alpha \geq 0.4$  :

• En travée :  $A_x \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.95}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1.23 \text{ cm}^2 \dots \dots$$

$$A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 3.14 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$$

• En appui :  $A_x \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 2.01 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.95}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1.23 \text{ cm}^2 \dots \dots$$

• Espacement des armatures :

• Armatures //  $L_x$  :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

• Armatures //  $L_y$  :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

● **Vérification au cisaillement:**

$$V_u = \frac{q_v L_x}{2} = \frac{13.49 \times 5.05}{2} = 34.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{34.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1225} = 0.278 \text{ MPa} < \tau = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

■ **Vérification à l'ELS :**

● **État limite de compression du béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

• Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.31 : Résultats de vérification des contraintes**

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> < σ <sub>S=15</sub>
Travée	xx	10	3.14	3.05	5608.74	5.43	Vérifiée
	yy	9.22	3.14	2.74	3707.63	6.81	Vérifiée
Appui	/	3.53	2.01	2.43	3385.73	2.53	Vérifiée

● **Vérification de la flèche :**

• **Sens xx :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

1)  $\frac{h}{L} = \frac{15}{505} = 0.029 < \frac{1}{16} = 0.0625$  ....condition n'est pas vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :  $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Pour une portée supérieur à 5m, la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{505}{1000} + 0.5 = 1.005cm$

Calcul de la flèche		
	-	
<b>j (t/m)</b>	0,375	Charges permanantes avant mis en place des cloisons
<b>g (t/m)</b>	0,555	Charges permanantes après mis en place des cloisons
<b>p (t/m)</b>	0,955	Charges totales (G+Q)
<b>Lx (m)</b>	5,05	Portée de la dalle selon Lx
<b>Ly (m)</b>	5,32	Portée de la dalle selon Ly
<b>Ax (cm<sup>2</sup>)</b>	3,14	Section des armatures tendues suivant Lx
<b>Ay (cm<sup>2</sup>)</b>	3,14	Section des armatures tendues suivant Ly
<b>b (m)</b>	1	Largeur de la dalle
<b>h (m)</b>	0,15	Hauteur de la poutre
<b>c (m)</b>	0,02	Enrobage des aciers tendus
<b>Fc28 (Mpa)</b>	25	Résistance caractéristique du béton à 28 jours
<b>μx</b>	0,041	Coefficient pour le moment
<b>μy</b>	0,888	Coefficient pour le moment
<b>Coef MTx,y</b>	0,85	Coefficient pour le moment

Suivant la même procédure donnée dans le calcul des poutrelles on trouve :

• Sens xx :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 12.25} = 0.00256 \quad ; y = 3.05cm; I = 5608.74 \text{ m}^4; \lambda_i = 8,69 ; \lambda_v = 3,47$$

q <sub>j</sub> (KN/ml)	M <sub>jser</sub> (KN.m)	I <sub>f<sub>j</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>j</sub> (MPa)	μ <sub>j</sub>	f <sub>ji</sub> (mm)
3,75	2.94	26257	78.17	0	0.71
q <sub>g</sub> (KN/ml)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	I <sub>f<sub>g</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>g</sub> (MPa)	μ <sub>g</sub>	f <sub>gi</sub> (mm)
5,55	4,35	26001	115.70	0	1.05
q <sub>p</sub> (KN/ml)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I <sub>f<sub>p</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>p</sub> (MPa)	μ <sub>p</sub>	f <sub>pi</sub> (mm)
9,55	7.48	8276	199.08	0,0866	3.17
					f <sub>gv</sub> (mm)
					3.15

**Tableau III.32** : Résultats de vérification de la flèche Sens xx .

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

$$\Delta f = 0.4566 \text{ cm} < \frac{505}{1000} + 0.5 = 1.05 \text{ cm}. \text{ Donc la flèche est vérifiée selon le sens } xx.$$

• Sens yy :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{15}{532} = 0.028 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{condition n'est pas vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

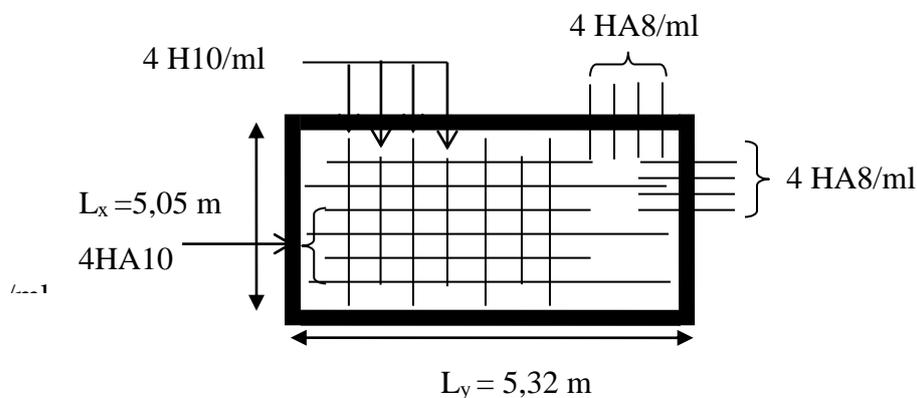
$q_j$ (KN/ml)	$M_{jser}$ (KN.m)	$\sigma_j$ (MPa)	$\mu_j$	$f_{ji}$ (mm)
3,75	2.61	78.17	0	0.70
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$\sigma_g$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gi}$ (mm)
5,55	3.86	115.70	0	1.03
$q_p$ (KN/ml)	$M_{pser}$ (KN.m)	$\sigma_p$ (MPa)	$\mu_p$	$f_{pi}$ (mm)
9,55	6.65	199.08	0,0349	2.32
				$f_{gv}$ (mm)
				3.11

**Tableau III.33** : Résultats de vérification de la flèche Sens yy .

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

$$\Delta f = 0.3699 \text{ cm} < \frac{532}{1000} + 0.5 = 1.032 \text{ cm}. \text{ Donc la flèche est vérifiée selon le sens } yy.$$

e) Schéma de ferrailage :



**Figure III.17** ; Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (sous-sol)

## 2) Calcul de la dalle sur trois appuis ( la dalle autour de l'ascenseur ) :

$$\text{On a : } L_x = 1.7175\text{m} \quad L_y = 1.86$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.92$$

>> Travaille sur deux sens .

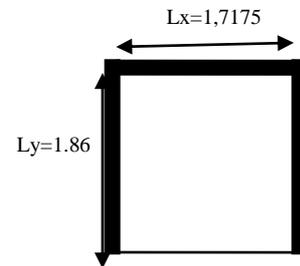


Figure III.18 : Schéma de dalle sur trois appuis

### b) Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml.

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5\text{cm}$$

$$d_x = h - \left( \frac{\phi_x}{2} + e \right) \Rightarrow d_x = 15 - \left( \frac{1,4}{2} + 2 \right) = 12.25\text{cm}$$

$$d_y = h - \left( \frac{\phi}{2} + \phi + e \right) \Rightarrow d_y = 15 - \left( \frac{1,4}{2} + 1.4 + 2 \right) = 10.75\text{cm}$$

Les résultats de ferrailage de la dalle sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.34** : Résultats de ferrailage de la dalle

sens		$M_t(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
travée	x-x	3.94	0.0185	0.0233	0.121	0.94	4HA10=3.14cm <sup>2</sup>
	y-y	1.75	0.0107	0.0134	0.107	0.47	4HA10=3.14cm <sup>2</sup>
appui	x-x	1.39	0.0065	0.0082	0.122	0.33	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	y-y						

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.35** : Résultats de vérification des contraintes

Localisation	Sens	$M_{ser}(\text{KN.m})$	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \sigma_s = 15$
Travée	xx	5.52	3.14	2.57	2434.34	5.84	Vérifiée
	yy	4.67	3.14	2.79	3299.57	3.95	Vérifiée
Appui	/	1.95	2.01	2.31	2303.47	1.95	Vérifiée

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

• **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

• **Sens x-x :**

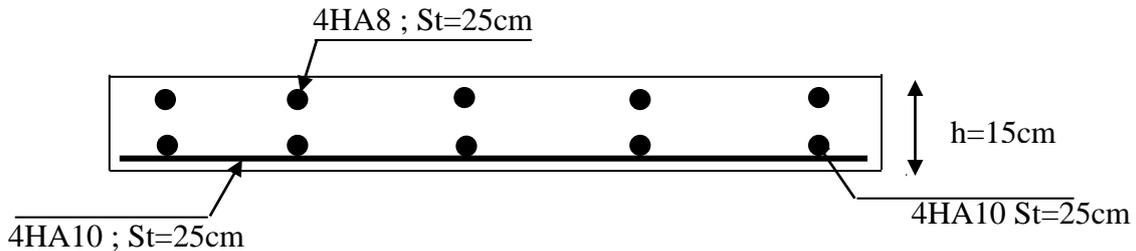
1)  $\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.7175} = 0.087 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$  vérifiée.

2)  $\frac{h}{l} = 0.087 > \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.085 \dots\dots\dots$  vérifiée.

3)  $\frac{A}{b * d} = \frac{3.14 * 10^{-4}}{1 * 0.1075} = 0.0029 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots$  vérifiée.

→ Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

e) **Schéma de ferrailage :**



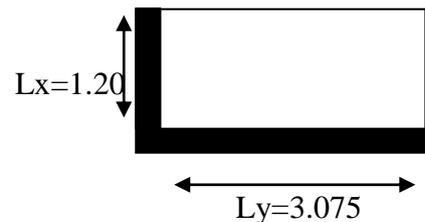
**Figure III.19 :** Coupe transversale en appui

2) **Dalle sur deux appuis ( balcon) :**

On a :  $l_x = 1.20\text{m}; l_y = 3.075\text{m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.20}{3.075} = 0.39 < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens (x - x)

a) **Calcul des sollicitations : [Annexe III ]**



b) **Ferrailage :** Les résultats de ferrillages sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.36 : Résultats de ferrailage de la dalle**

	Mt(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acal(cm <sup>2</sup> /ml)	Aadp(cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	1.95	0.0081	0.0101	0.129	0.43	5HA8=2.51
appui	0.687	0.00286	0.00358	0.129	0.15	4HA8=2.01

- **Les armatures de répartition :**

$$A_y = \frac{A_s}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **Espacements des armatures :**

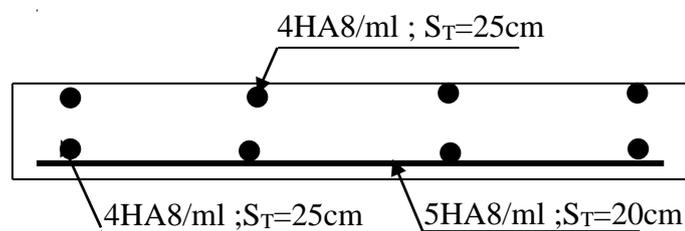
$$\text{Sens } xx : S_t = \min(33 \text{ cm}, 3 * e) = \min(33, 3 * 12) ; \text{ Soit: } S_t = 20 \text{ cm} .$$

$$\text{Sens } yy : S_t = \min(45 \text{ cm}, 4 * e) = \min(45, 4 * 12) ; \text{ Soit: } S_t = 25 \text{ cm} .$$

**C) Vérifications : [Annexe III]**

→ Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

**d) Schéma de ferrailage :**



**Figure III.20 : Coupe verticale de la dalle**

### III.3. les Escaliers :

#### III.3.1.Définition:

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier escalier à trois volées qui est identique pour tous les étages.

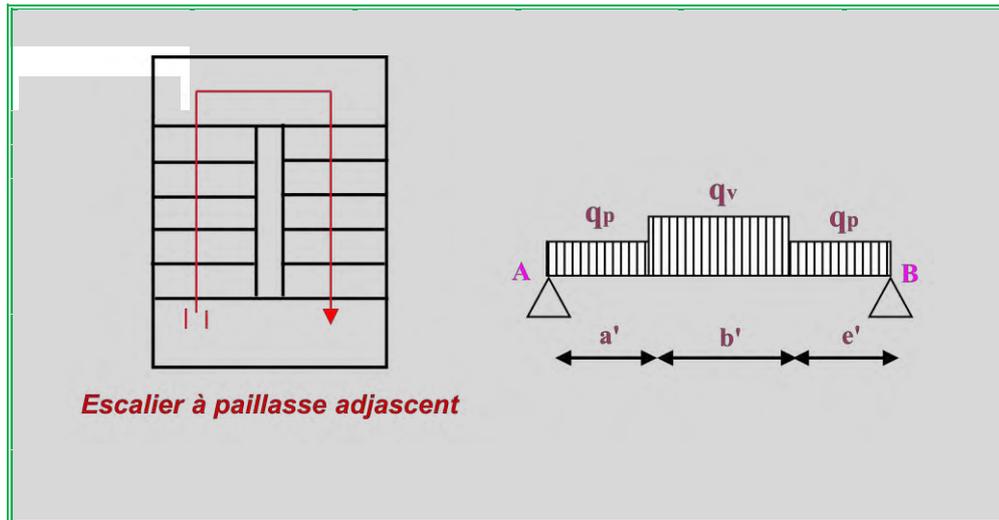


Figure III.21 : schéma statique de ce type d'escalier

Ce type se calcule comme suit

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\left[ \begin{array}{l} G=9.93 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\left[ \begin{array}{l} G=6.36 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Calcul à l'ELU:

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.93) + (1.5 \times 2.5) = 17.155 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 6.36) + (1.5 \times 2.5) = 12.336 \text{ KN/ml.}$$

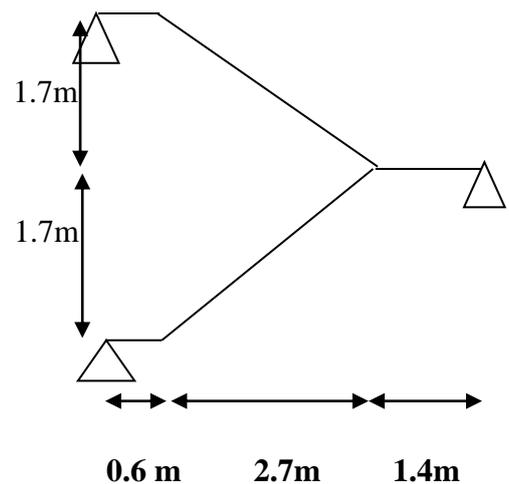


Figure III.22: schéma statique d'escalier droit

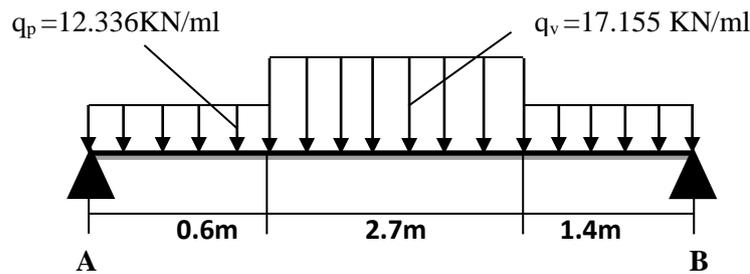
Calcul à l'ELS :

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 9.93 + 2.5 = 12.43 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.36 + 2.5 = 8.86 \text{ KN/ml.}$$

• **Schema statique:**



1. Les sollicitations à l'ELU

	Ra	Rb	M <sub>0 max</sub> (KN.m)	M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	V <sub>u max</sub> (KN)
ELU	36.60	34.39	44.594	33.446	22.297	36.603
ELS	26.46	24.82	32.266	24.2	16.133	26.461

Tableau III.37 : Sollicitation à l'E.L.U escalier .

2. Ferrailage

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>CAL</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>Adobté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	33.446	0.0728	0.0946	0.173	5.55	2.1735	6T12=6.79
En appuis	22.297	0.0485	0.0622	0.175	3.66	2.1735	5T10=3.93

Tableau III.38: ferrailage d'escalier.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $St = 25 \text{ cm}$ .

**. Vérification des espacements :**

– Armatures principales :  $St = \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 16\text{cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

Armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

**. Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 1.17\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{36.603 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.203\text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

a) Vérification de l'état limite de compression du béton :						
	$M_{ser}$ (KNm)	$y$ (m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	24.2	0.0367	1.132	7.85	15	vérifiée
En appui	16.133	0.030	0.768	6.31	15	

**Tableau III.39 :** Vérification des contraintes à l'E.L.S

**• Etat de déformation :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.042 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée) (BAEL91 ; L,VI,2)}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
Y (cm)	F <sub>ji</sub> (cm)	F <sub>gi</sub> (cm)	F <sub>pi</sub> (cm)	F <sub>gv</sub> (cm)	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
4.7	6.79	16.976	21.562	27.426	21370.3	339851.7
5.12	0.05976	0.09847	0.15300	0.18882	<b>0.18</b>	<b>0,94</b>

**Tableau III.40 :** calcul de la flèche, escalier.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.18 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.98 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérier}$$

• Schéma de ferrailage :

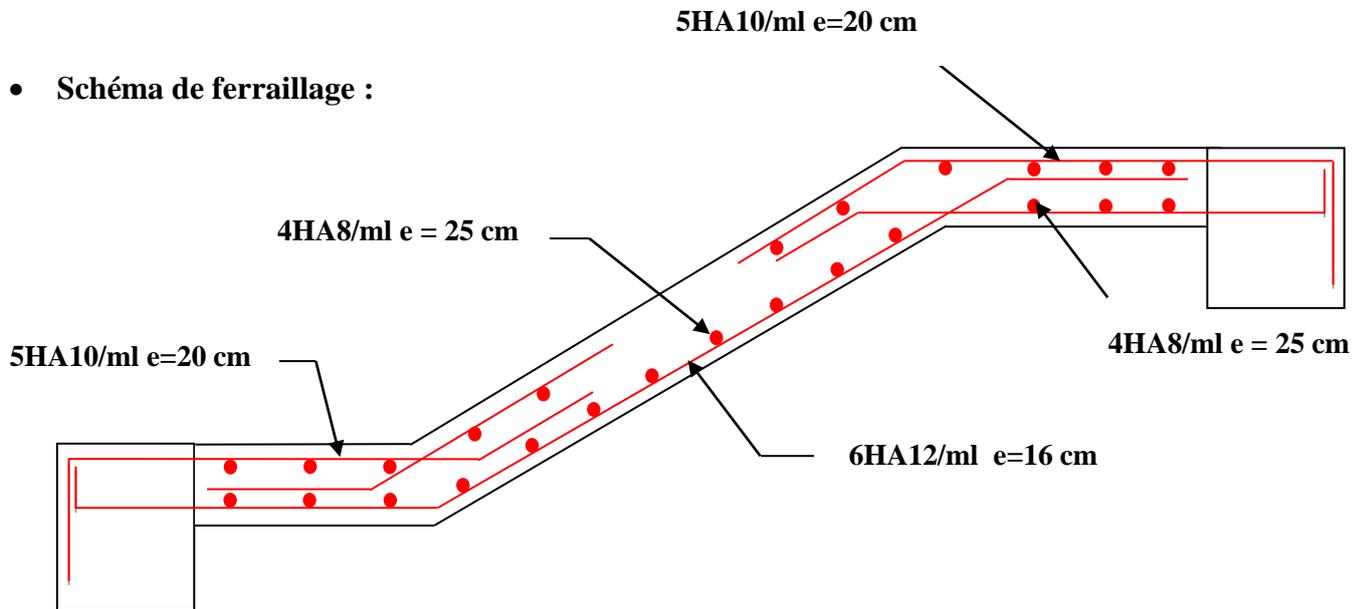


Figure III.23 ; Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.6.2. Etude de la poutre palière

1. Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 20.73 \text{ cm} < h < 31.1 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{aligned} b &\geq 20 \text{ cm} \\ h &\geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} &\leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{aligned} \right.$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

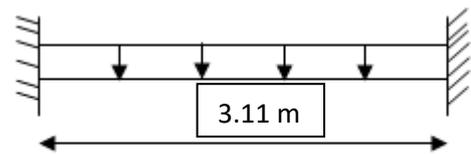


Figure (26) : schéma statique de la poutre palière

(RPA.VII.7.5)

2. Les charges sur la poutre :  $g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN / m}$$

$$\text{Poids propre du mur : } g_m = 2.81 \times \left( \frac{3.40 - 0.3}{2} \right) = 4.3555 \text{ KN / ml}$$

### 3. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$RA = 36.60KN$	$RA = 26.46KN$
$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + RA$	$P_s = (g_0 + g_m) + RA$
$P_u = 45.517KN/m$	$P_s = 33.0655KN/m$
$M_0 = \frac{P_u * l^2}{8} = 55.0306 \text{ kn.m}$	$M_0 = \frac{P_s * l^2}{8} = 39.9766 \text{ kn.m}$
$M^t = 0.85M_0 = 46.776KN.m$	$M^t = 0.85M_0 = 33.980KN.m$
$M^a = -0.5M_0 = -27.515KN.m$	$M^a = -0.5M_0 = -19.9883KN.m$
$V_u = \frac{P_u * L}{2} = 70.779KN$	$V_s = \frac{P_s * L}{2} = 51.417KN$

Tableau III.41 ; Les sollicitations de la poutre palière.

### 4. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	46,776	0.140	0.1899	25,87	5.19	1.0143
En appuis	27.515	0.0825	0.1078	26.79	2.95	1.0143

Tableau III.42: ferrailage de la poutre palière la flexion simple.

### 5. Vérification à l'ELU

- l'effort tranchant

$$V_u = 70.779KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.842 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 3.25MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

### 6. Calcul de l'espacement $S_t$

$$1) S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ On opte : } S_t = 15cm \text{ en travée et } S_t = 10cm \text{ en appui}$$

### 7. Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-16**).

$$M^{tortion} = M_{app} * (l / 2) = 22.297 * (3.11 / 2) = 34.67 KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (ChapI.II.b)**

- U : périmètre de la section
- $\Omega$  : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- $A_1$ : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{0.03467 * 1}{2 \times 0.0625 \times 348} = 7.97 \text{ cm}^2$$

**. Section d'armatures finale**

**•En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.19 + \frac{7.97}{2} \Rightarrow A^t = 9.175 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.0143 \text{ cm}^2$$

On ferraille  $A^t$  Soit :  $A^t = 3\text{HA}20 = 9.42 \text{ cm}^2$

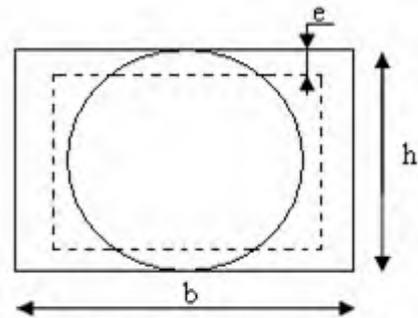
**•En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.95 + \frac{7.97}{2} \Rightarrow A^a = 6.935 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.0143 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec :  $A^a$  Soit :  $A^a = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$

**8. Vérification de la contrainte de cisaillement :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$**

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$  .....**BAEL (ChapI.III)**



**Figure III.23 ; section creuse équivalente**

On a  $V_{max} = 70.779 \text{ KN}$ ;  $\tau_{flexion} = 0.842 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.719 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 5.5472 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u = 5.5472 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$  .....Condition non vérifiée

Alors on augmente la section de la poutre ( 30\*40 ) .

**9. Calcul des armatures transversales a la torsion**

Soit  $St=15\text{cm}$  en travée et  $10\text{cm}$  en appuis

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{34.67 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2}}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 1.19 \text{ cm}^2$$

D'ou  $A_t 2.546 \text{ cm}^2$  ; Soit un cadre et un étrier  $\phi 8=4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

**10.Vérification à ELS**

**a-Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

a) Vérification de l'état limite de compression du béton :						
	$M_{ser}$ (KNm)	$y$ (m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	33.980	0.0929	3.2277	9.786	15	vérifiée
En appui	19.988	0.0703	1.9041	7.384	15	

**Tableau III.43:** Vérification des contraintes à l'E.L.S

**b-Evaluation de la flèche :** Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.128 > 0.0625,$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.128 > 0.085; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0082 < 0.01 \text{ la vérification de la flèche n'est}$$

pas nécessaire.

### 11. Schéma de ferrailage de la poutre palière

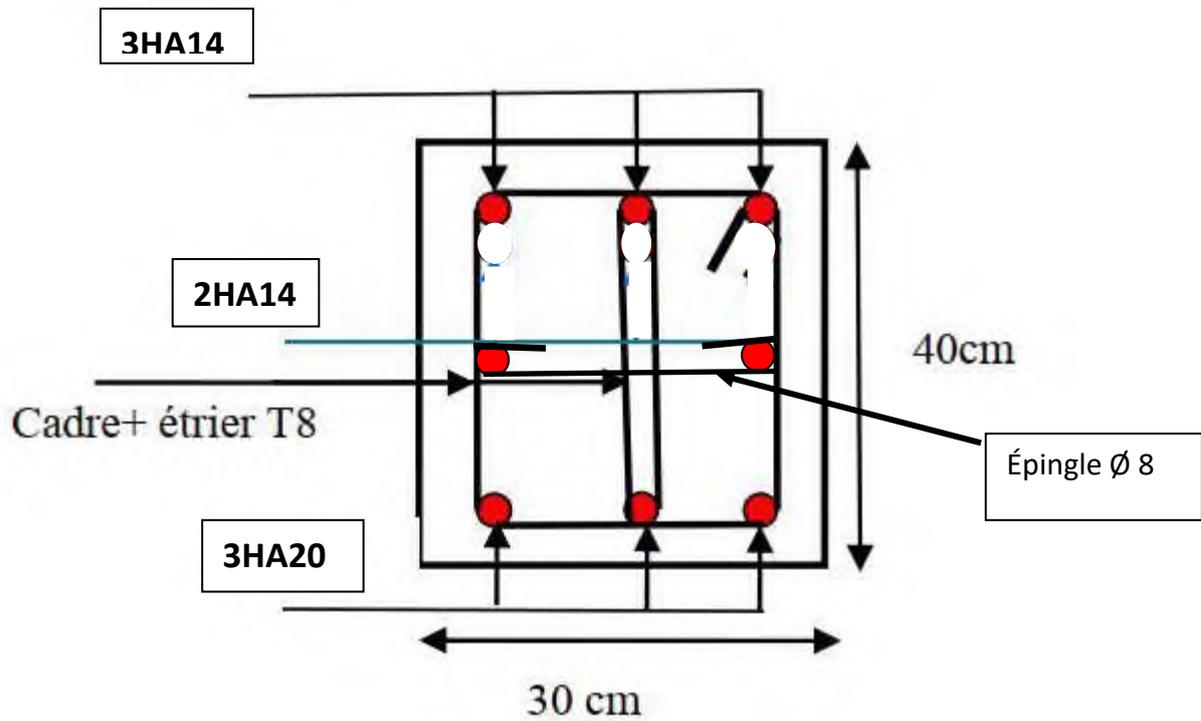


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de poutre palière

### V.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles)

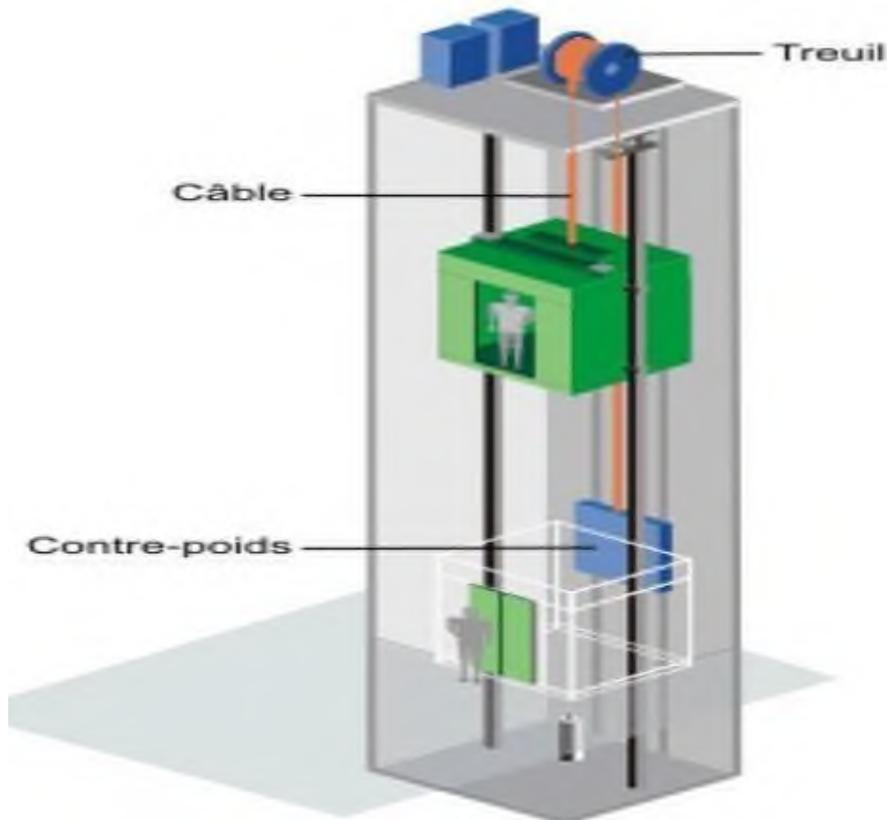


Figure III.24 : les compositions de l'ascenseur

### V.2. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids

### V.3. caractéristiques :

Pour les dimensions de la cabine (ascenseur et monte-charge) on a opté d'après l'E.N.A pour un ascenseur de 9 personnes la charge nominale est de 675kg (en fonction de la surface réservée pour l'emplacement). On a :

Largeur .....	1.5m
Profondeur .....	1.35m
Hauteur .....	2.20m
Largeur du passage libre.....	0.90m
Hauteur du passage libre .....	2.00m
Hauteur de course .....	33,66m

Dans un ascenseur moderne, le contre poids ( $P_p$ ) équilibre la demi-charge en cabine, tandis que la demi-charge restante et le poids mort ( $P_m$ ) seront soulevés par le moteur.

Soit alors :

$P_p = P_m + Q/2$  avec :  $P_p$  : la masse du contre poids.

$P_m$  : la masse de la cabine + étrier + ascenseurs + pendentif + câbles. L'ensemble appelé « poids mort ».

$Q$  : la charge de la cabine

#### V.4. descente de charge : [Annexe VI ]

conclusion on a :

$$G = 3374,57\text{kg}$$

{

$$Q = 675\text{kg} \quad q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3374,57) + (675 \times 1.5) = 5568,17\text{kg}$$

#### 4.6. Vérification de la dalle de machine au poinçonnement :

la dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

La charge totale ultime :  $q_u = 5568,17\text{Kg}$

Chaque appui reçoit le 1/4 de cette charge appui.

Soit :  $q_0$  la charge appliquée sur chaque appui.

Selon le **BAEL91 révisée 99** la condition de non poinçonnements a vérifiée est :



la dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner. Pour ce phénomène n'apparaisse plus. Il faut que :



Avec :

$q_u$  : charge de calcul a l'ELU.  $h_0$  :

Epaisseur totale de la dalle.

$\mu_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{cm}^2$  (voire figure suivant) :

$$\begin{cases} \mu_2 = 2(U + V)h_0 = 25 \text{ cm} \\ U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \mu_2 = 140 \text{ cm}$$

$$U = V$$

$$0,045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 26520 \text{ kg} > q = 1392,04 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc il n'y a pas de poinçonnement.

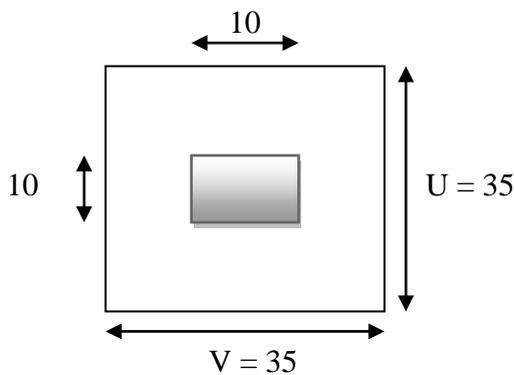


Figure III.25: schéma de l'appui du moteur de l'ascenseur

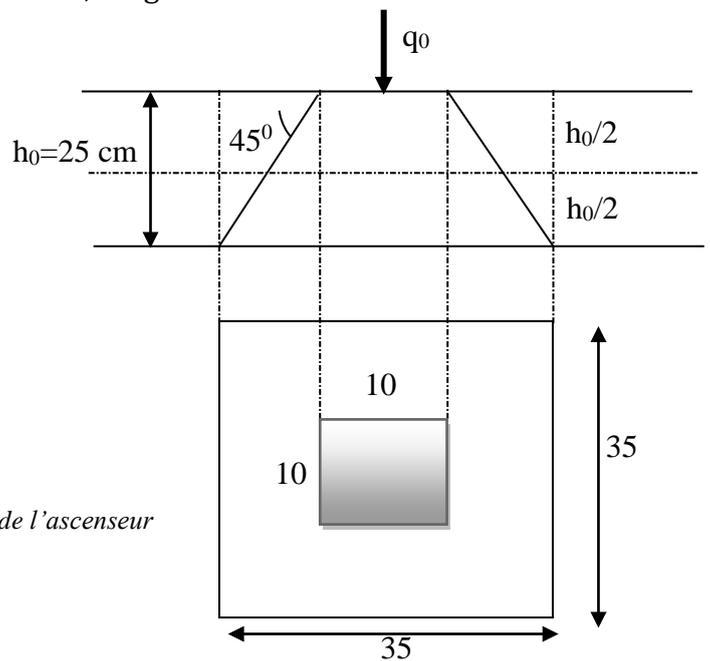


Figure III.26 : représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine

4.7 Calcul des sollicitations:

$$p = \frac{q}{uv} = \frac{1461,36}{0,1225} = 11929,47 \text{ k}$$

#### 4.8. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

Deux conditions à vérifier:

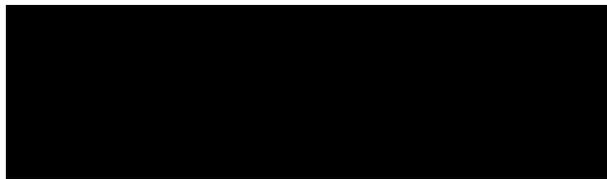
##### a. résistance a la flexion :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

##### b. Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $e \geq 25 \text{ cm}$

##### c. Condition de flèche



D'apre L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $e \geq 25 \text{ cm}$

Finalement on prend :  $e = 25 \text{ cm}$

#### 4.9. Détermination des charges et surcharges :

**a. Charge permanentes** selon l'entreprise nationale des ascenseurs, la charge :  $p_1=8400\text{Kg}$  ;  $p_4=600\text{Kg}$  ;  $p_7=750\text{Kg}$  ;  $p_{10}=3100\text{Kg}$  ;

pois de la machine  $= \sum_s p_i \times 100$  tel que :  $p_2=3200\text{Kg}$

;  $p_5=800\text{Kg}$  ;  $p_8=1100\text{Kg}$  ;  $p_3=2000\text{Kg}$  ;  $p_6=1250\text{Kg}$  ;

$p_9=1000\text{Kg}$  donc : poids de la machine



avec  $S=2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$  donc le poids de la machine

-dalle plein  $e=25 \text{ cm}$  ;  $0,25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/m}^2$

-enduit de ciment :  $e = 2 \text{ cm}$  alors  $0,2 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$  □

$G = 5550 + 625 + 40 = 6215 \text{ Kg/m}^2$

##### b. surcharge d'exploitation

$$Q = 300 \text{ Kg/m}^2$$

**c. combinaison de charges**

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 88,40 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = G + Q = 65,15 \text{ KN/m}$$

**d. Calcul des efforts**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés Calcul de  $\rho$

0,4 dalle porte dans les deux sens



□ **ELU**

$$\mu_x = 0,0368 \Rightarrow M_x = 13,013 \text{ KN. m}$$

$$\mu_y = 1,000 \Rightarrow M_y = 13,013 \text{ KN. m}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

**Moments en travées :**

$$M_{t_x} = 0,85M_x = 11,062 \text{ KN. m}$$

$$M_{t_y} = 0,85M_y = 11,062 \text{ KN. m}$$

**Moments sur appuis :**

$$M_{a_x} = 0,85M_x = 11,062 \text{ KN. m}$$

$$M_{a_y} = 0,85M_y = 11,062 \text{ KN. m}$$

**Ferraillage de la dalle : [Annexe VI ]**

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section  $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$  qui travaille en flexion simple.

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau III.44:** Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens

		Mt (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$		$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
travée	(x-x)	8,15	3,93	5,77	16563,72	2,84	condition vérifiée	131,79	condition vérifiée
	(y-y)	8,15	3,93	5,77	16563,72	2,84		131,79	
appui		2,88	3,93	5,77	16563,72	1,00		46,54	

**4.11. Vérification de la condition de non fragilité :**

h = 25cm ; b = 100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho \times \frac{(3-\rho) \times b \times h}{2} = 2,00 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 2,00 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ Avec } \begin{cases} \rho_0 = 0,8 \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1,00 \end{cases}$$

❖ **Sens lx-x :**

Sur appuis :  $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée

En travée :  $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée

❖ **Sens ly-y :**

Sur appuis :  $A_y = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée

En travée :  $A_y = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée

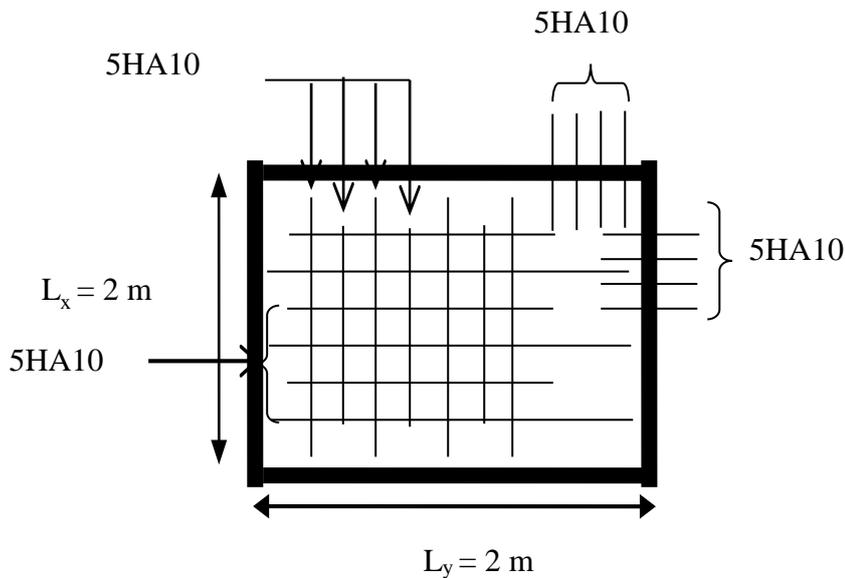
**Vérification de flèche :**

IL n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément

$$: \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{27} a \frac{1}{27} \dots 0,125 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \dots \dots 0,125 > 0,042 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \dots 1,75 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots CV \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**e) Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines :**



**Figure III.27 :** Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis

**A) Étude de l'acrotère :****1) Acrotère de la terrasse inaccessible :**

- L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.
- L'acrotère sera assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse et calculé en flexion composée sur une bande de 1m linéaire de longueur.
- L'acrotère sera soumise à :
  - son poids propre (G).
  - une force horizontale due à l'effort sismique  $F_p$ .
  - une charge horizontale (Q) due à la main courante.
- La fissuration est préjudiciable

**1-2) Evaluation des charges et surcharges appliquées à l'acrotère :****▪ Surface de l'acrotère**

$$S=0.60*0.10+0.03*0.1/2+0.07*0.1=0.0685\text{m}^2$$

**▪ Poids propre :**

$$G = 25 * 0.685 = 1.73 \text{ KN/m.}$$

**▪ Enduit de ciment de 1.5cm d'épaisseur**

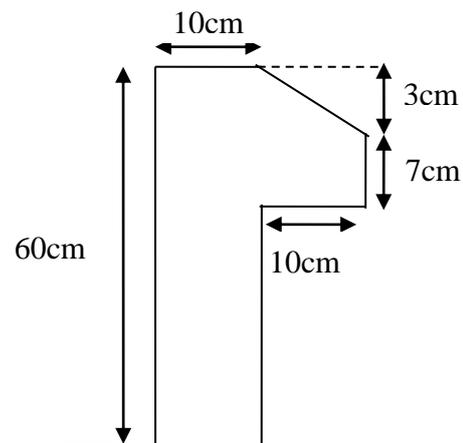
$$G = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 2 = 0.36 \text{ KN/m}$$

**▪ la charge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow G = 2.10 \text{ KN/ml}$$

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

**Figure III.28: Dimension de l'acrotère****1-3) Calcul de la force sismique :**

D'après le RPA 99/v2003 (art 6.2.3), la force sismique agissante sur l'acrotère est :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

$A$  : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2)  $\Rightarrow A = 0.15$

$C_p$  : Facteur de la force horizontale  $\Rightarrow C_p = 0.8$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $\Rightarrow W_p = 2.32 \text{ KN/m}$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 2.10 = 1.01 \text{ KN/ml}$$

#### 1-4) Calcul des sollicitations :

##### ▪ Calcul du centre de gravité de la section :

$$X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = 6.2 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 33 \text{ cm}$$

##### ▪ Sollicitations : L'acrotère est sollicité par :

→ Efforts normaux :

Un effort normale dû à son poids propre  $G \Rightarrow N_G = 2.10 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge  $Q \Rightarrow N_Q = 0$

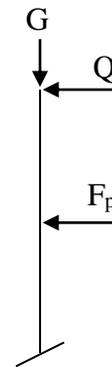
Un effort dû à l'action sismique  $F_p \Rightarrow N_F = 0$

→ Moments engendrés par les efforts :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.01 \times 0.33 = 0.33 \text{ KN.m}$$



##### ▪ Combinaison d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

**Tableau III.45:** Les combinaisons d'actions

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35 G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.10	2.84	2.10
M (KN .m)	0.93	0.9	0.6

#### 1-5) Calcul du Ferrailage : [Annexe IV ]

→ Les sollicitations corrigées sont :  $N_u = 2.84 \text{ m}$

$$M_u = N_u \times e = 2.84 \times 0.35 = 0.994 \text{ KN.m}$$

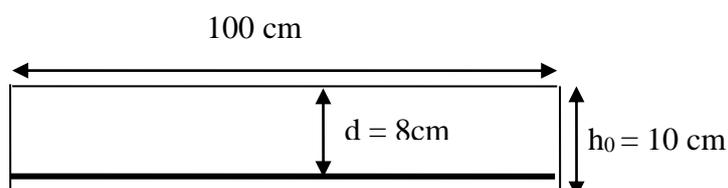


Figure III.29 : section de l'acrotère

## • Données :

$h=0.10\text{m}$	$f_{C28}=25\text{Mpa}$
$b=1\text{m}$	$f_{st}=348\text{Mpa}$
$d=0.08\text{m}$	$f_{bu}=14.2\text{Mpa}$
$N_u = 2.84 \text{ KN}$	
$M_u = 0.994 \text{ KN.m}$	

→ Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.994}{2.84} = 0.35 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.35 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow \text{le centre de pression } c \text{ se trouve}$$

à l'extérieur du noyau central  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée (SPC).

Donc, le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment festif ( $M_{ua}$ ).

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times r, r = \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Avec :

r : est la distance entre le centre de gravité et la position des armatures

$$M_{ua} = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.39 - \frac{2.84 \times 10^{-3}}{348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

## • Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

## • Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 T6 = 1.12 cm<sup>2</sup>**

$$\rightarrow \text{Espacement} \Rightarrow S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Armature principale** :  $A_p = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rightarrow \text{Espacement} \Rightarrow S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

**b) Vérification à l'ELS :**

La fissuration étant préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries

• **vérification de la contrainte limite de l'acier et du béton :**

$$\text{Le béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{L'acier : } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.10} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.056 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.28 - 0.05 = 0.23 \text{ m}$$

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

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.23^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23) = -0.16141 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.23^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23)^2 = -0.02474 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.15761 y_c - 0.02440 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.23 \leq y_c \leq -0.13$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}$$

$$y = -0.22 + 0.23 = 0.01 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.01) = -1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.01}{-1.61 \times 10^{-4}} = -0.037 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Fissuration nuisible  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.11 \times 10^{-3}}{-1.61 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -13.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

C) Schema de ferrailage:

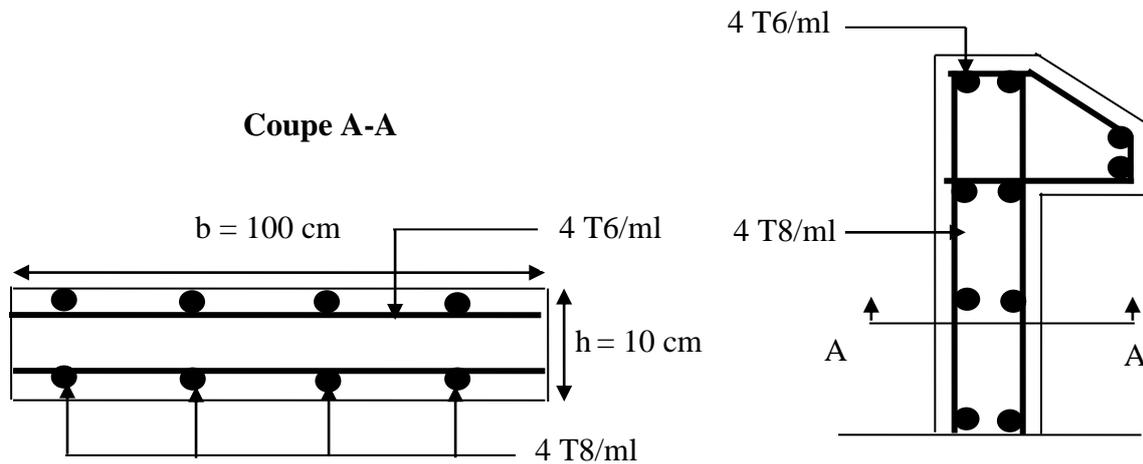


Figure III.29 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

### ❖ CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu ferrailer les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance. Toute en respectant les règles données par le *BAEL* et le *RPA*.

**IV.1 Introduction :**

- La réalisation d'une structure pouvant résister à une secousse sismique doit être fait à base d'une étude, cette étude permet la détermination d'un model et du choix de la méthode assurant de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.
- D'après le RPA 99/version 2003 (3.4.A.1.a).tout ouvrage situé en zone IIa, de hauteur dépassant 14m, sera contreventé par un système de voiles ou de voiles-portiques.
- Pour la raison d'économie, le contreventement de notre structure sera mixte (voiles-portiques)

**IV.2 choix de la méthode de calcul :**

Le règlement parasismique algérien (RPA99) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

➤ **Période fondamentale théorique :**

T : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases} \dots\dots\dots(\text{RPA99 art 4.2.4})$$

	$C_T$	$h_N$ (m)	L (m)	$C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$	$0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}}$
<b>Sens-X</b>	0,05	30,9	23,265	0.655	0,576
<b>Sens-Y</b>	0,05	30,9	19,645	0.655	0.627

**Tableau IV-1** Période fondamentale de la structure

### IV.3 La méthode dynamique

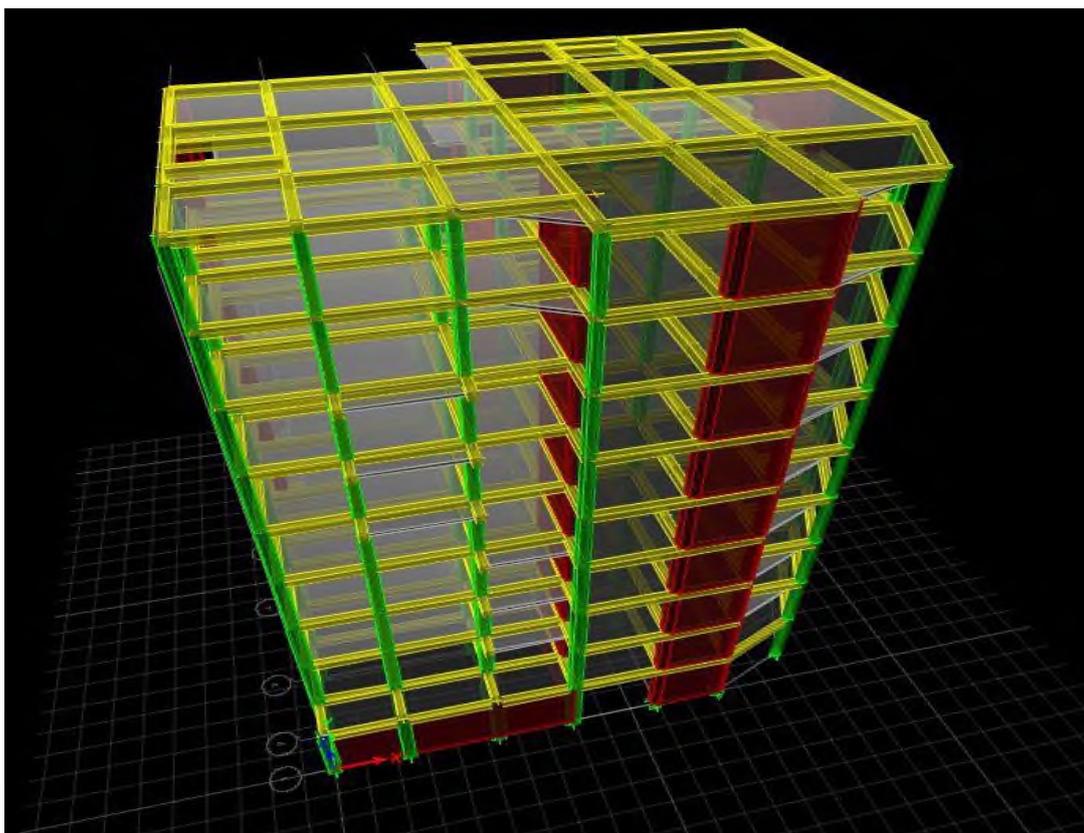


Figure IV.1 la vue en 3D de la structure

#### ➤ Disposition des voiles ;

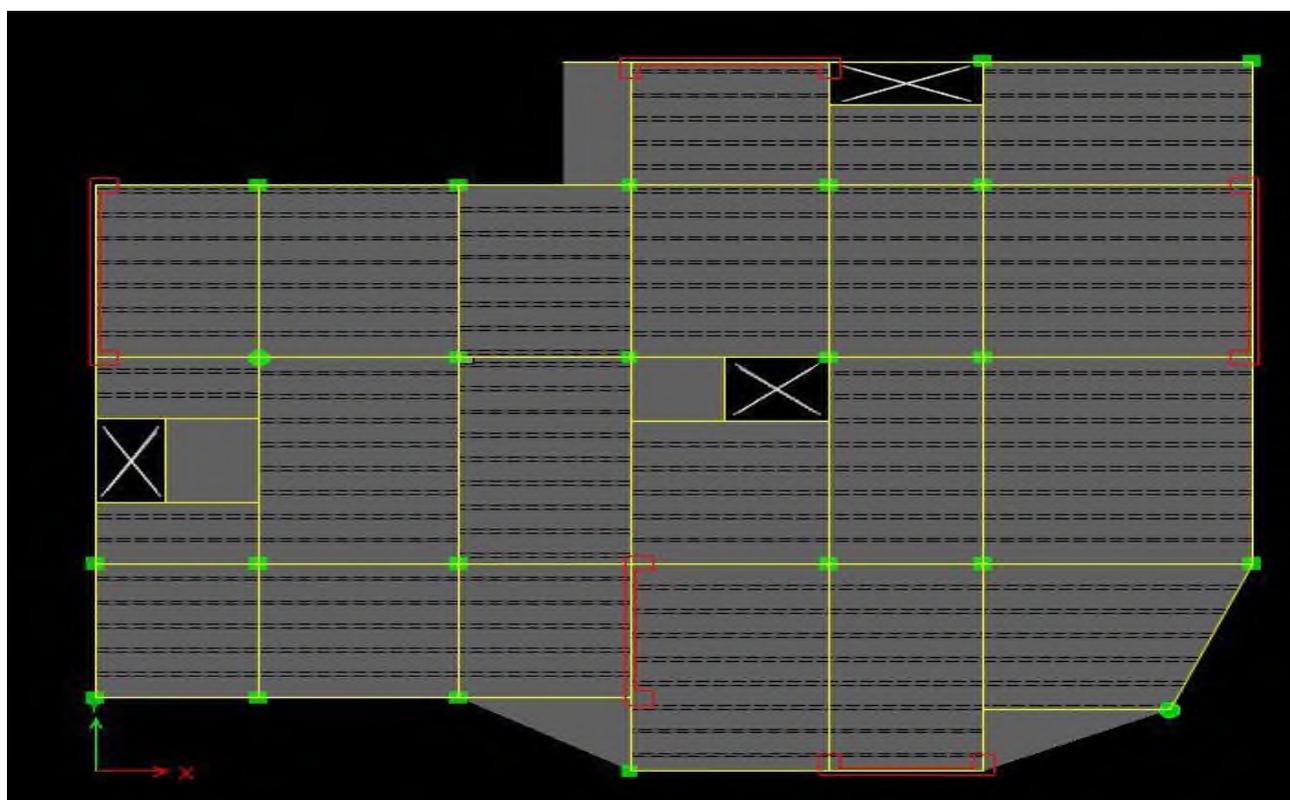


Figure IV.2 Disposition des voiles

**Résultats de l'analyse :**

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « ETABS » sont données dans le tableau suivant :

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,834	0,652	0,0019	0	0,652	0,0019	0
Modal	2	0,738	0,0006	0,6599	0	0,6525	0,6618	0
Modal	3	0,561	0,0102	0,0123	0	0,6628	0,6741	0
Modal	4	0,229	0,1428	0,0001	0	0,8056	0,6742	0
Modal	5	0,183	0,000003806	0,1765	0	0,8056	0,8507	0
Modal	6	0,131	0,0018	0,0019	0	0,8073	0,8526	0
Modal	7	0,104	0,0535	0,00000123	0	0,8608	0,8526	0
Modal	8	0,081	0,00001119	0,0666	0	0,8608	0,9192	0
Modal	9	0,062	0,0298	0,0001	0	0,8906	0,9193	0
Modal	10	0,056	0,0002	0,0002	0	0,8908	0,9194	0
Modal	11	0,05	0,00002737	0,0379	0	0,8908	0,9573	0
Modal	12	0,044	0,0222	0,0001	0	0,9131	0,9575	0

Tableau IV-2 Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique (variante1)

**IV.4 Les modes propres :**

1<sup>er</sup> mode (translation suivant xx):

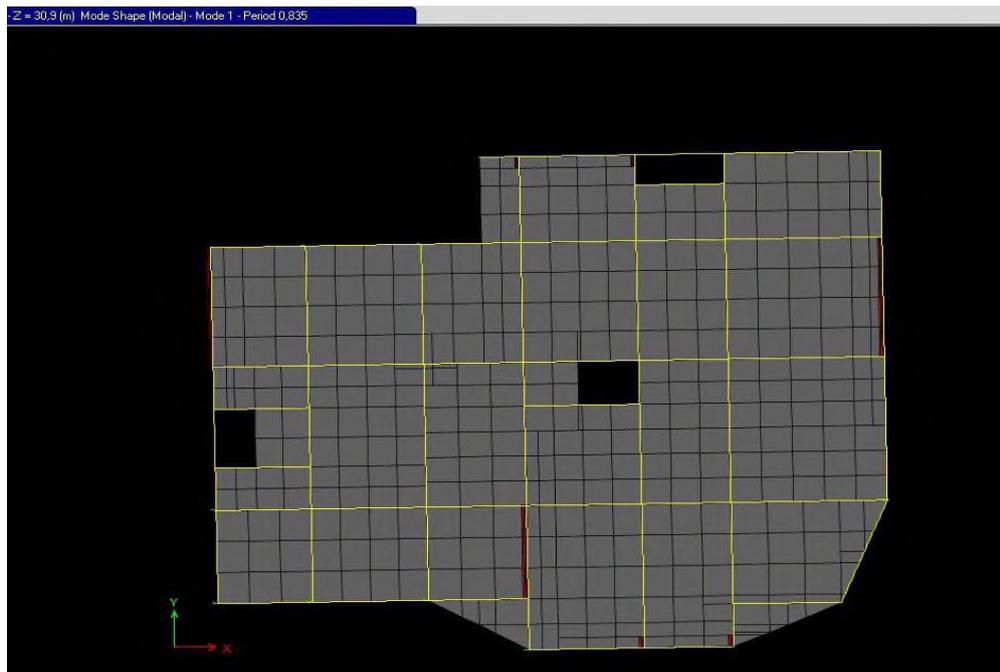
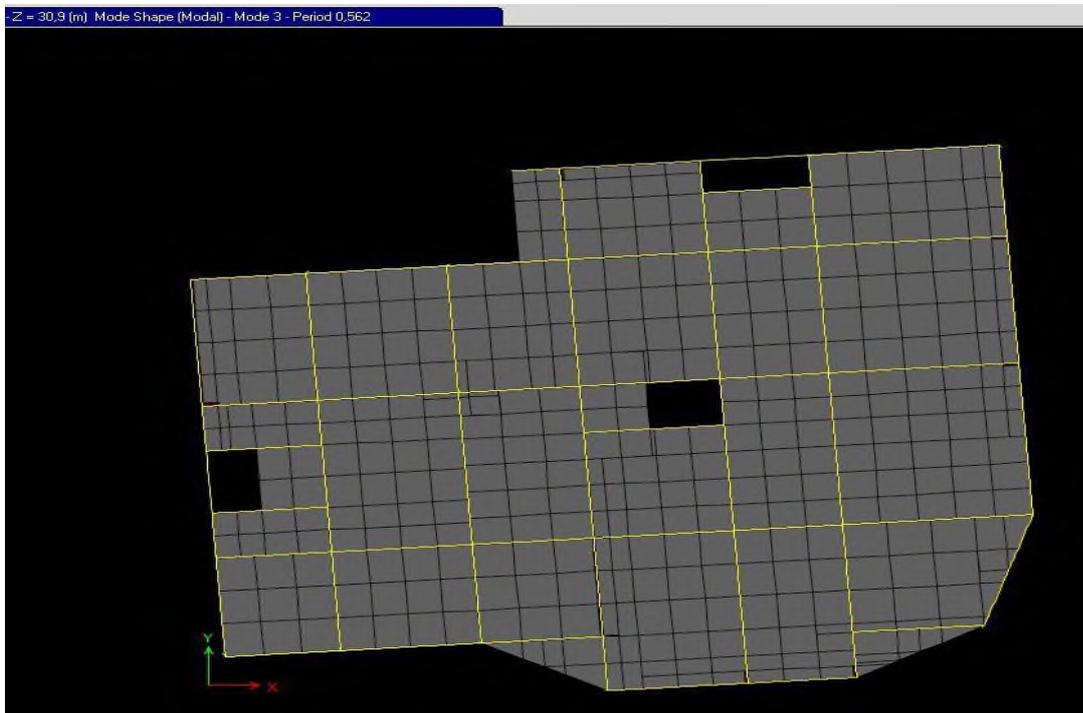


Figure IV.3 mode 1 T=0,83 sec

**• 2<sup>ème</sup> mode (translation suivant yy) :****Figure IV.4** mode 2 T=0,74 sec**3<sup>ème</sup> mode (rotation autour de z) :****Figure IV.5** mode 3 T=0,56 sec

Nous avons  $1,3 * T_{emp} = 0,851 \text{ sec}$

➤ **Constatation :**

- 1°/ La période fondamentale  $T_{dyn} = 0,835sec < T_{emp} = 0,851 sec$  .....(CV)
- 2°/ Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation... .....(CV)
- 3°/ Le 3ème mode est un mode de rotation..... (CV)
- 4°/ La participation massique atteint **90%** de la masse de la structure au **12<sup>ème</sup>** mode Dans le sens **X** et **8<sup>ème</sup>** mode Dans le sens **Y** .....(CV)

**IV.5 Justification de l'interaction portiques voiles :**

 **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)	OBS
<i>Sous sol</i>	-24901,176	-13247,6604	65,27%	34.73%	<b>CNV</b>

**Tableau IV.3** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

 **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Etages	Sens x-x				OBS	Sens y-y				OBS
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)		Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	
<i>S.sol</i>	188,4609	942,3166	16.66%	83.34%	CNV	234,5278	565,9555	29.29%	70.71%	CV
<i>RDC</i>	405,495	1214,6637	25.02%	74.98%	CV	243,0482	938,2973	20.57%	79.43%	CNV
<i>Etage 1</i>	472,329	1037,0375	31.29%	68.71%	CV	319,4122	786,6201	28.88%	71.12%	CV
<i>Etage 2</i>	447,6219	939,7736	32.26%	67.74%	CV	299,8323	700,3284	29.98%	70.02%	CV
<i>Etage 3</i>	489,9139	767,8431	38.95%	61.05%	CV	340,3506	542,9454	38.53%	61.47%	CV
<i>Etage 4</i>	382,5379	710,0726	35.01%	64.99%	CV	268,1971	523,9085	33.86%	66.14%	CV
<i>Etage 5</i>	408,2368	532,7328	43.38%	56.62%	CV	296,8926	378,3124	43.97%	56.03%	CV
<i>Etage 6</i>	275,4908	463,1743	37.29%	62.71%	CV	205,9787	350,7862	36.99%	63.01%	CV
<i>Etage 7</i>	287,6863	313,1417	47.88%	52.12%	CV	229,3804	239,6656	48.90%	51.1%	CV

**Tableau IV.4** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

**Remarque :**

Au début de calcul, on a pris  $R = 5$ , mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par **RPA** (l'effet de l'interaction voile-portique), l'effort tranchant à la base (83.34 % > 75%) donc on a changé sa valeur par  $R = 4$  (Portique contreventés par des voiles), les voiles reprise la totalité des charges horizontales.

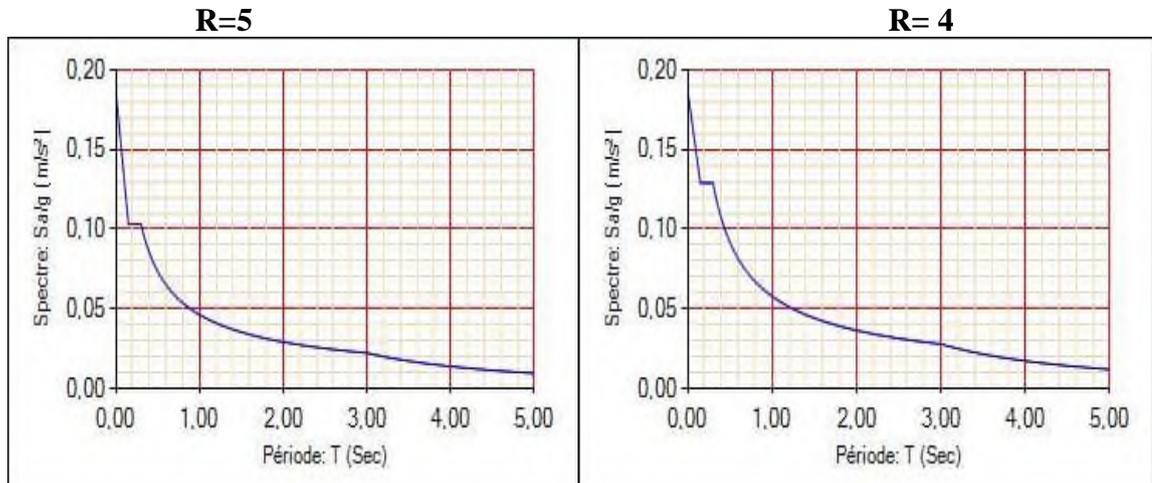


Figure IV.6 diagramme de spectre de réponse

**IV.5 Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA : L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode statique équivalente.**

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Groupe d'usage : groupe 2.

Zone sismique : zone IIa.  $\Rightarrow A = 0.15$ .

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{sec} \dots\dots \text{(RPA99 Art 4.2.3)} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots T \geq 3 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA 99. Tableau 4.7

**Dans notre cas** : le sol est rocheux (Site  $S_1$ )  $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15sec \\ T_2 = 0.30sec \end{cases}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3})$$

$\xi$  (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la Structure et de l'importance des remplissages. (RPA99. tableau 4.2)

On a un contreventement mixte :  $\xi = 7 \Rightarrow \eta = 0,88$

T : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D''}} \end{cases} \dots\dots\dots(\text{RPA99 art 4.2.4})$$

	$C_T$	$h_N$ (m)	L (m)	$C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$	$0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}}$
<b>Sens-X</b>	0,05	30,9	23,265	0.655	0,576
<b>Sens-Y</b>	0,05	30,9	19,645	0.655	0.627

**Tableau IV-5** Période fondamentale de la structure

- D'après [RPA99/version 2003], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\Rightarrow T_2 < T_x < 3sec. \text{ Donc : } D_x = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.42$$

$$\Rightarrow T_2 < T_y < 3sec. \text{ Donc : } D_y = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.34$$

Avec :  $Q$  : est le facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum P_q.$$

A partir du **tableau 4.4** de RPA 99 version 2003

Critère q	P <sub>q</sub>		Données	Données
	Observé	N/observé	P <sub>q</sub> /xx	P <sub>q</sub> /yy
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0,05	0.05
2. Redondance en plan	0	0,05	0,05	0.05
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0	0

**Tableau IV-6** La valeur de facteur de qualité

→ Dans notre cas on obtient :  $Q_x = Q_y = 1 + 0,1 = 1.1$

**W** : poids propre de la structure, est égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec : } W_i = W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \dots \dots \dots (\text{RPA99 Art 4.2.3})$$

❖ **Pour notre bâtiment le poids total est : = 37035.7656 KN.**

❖ **R= 4**

$$V_{x\ sta} = \frac{0,15 \times 1.42 \times 1,1 \times 37035.7656}{4} = 2169.36 \text{ KN.}$$

$$❖ V_{y\ sta} = \frac{0,15 \times 1.34 \times 1,1 \times 37035.7656}{4} = 2047.15 \text{ KN.}$$

#### IV.6 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue  $V_{dy}/V_{st}$  ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

Sens	V <sub>dyn</sub> (KN)	V <sub>st</sub> (KN)	V <sub>dyn</sub> /V <sub>st</sub> >0,8	Observation
X-X	1741.8735	2169.36	0.802	vérifiée
Y-Y	1956.8033	2047.15	0.955	vérifiée

**Tableau IV.7** Vérification de l'effort tranchant à la base

**Remarque :** Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de  $(0,8V_{st}/V_{dyn})$ .

**Interprétation des résultats :** La condition des efforts tranchants est vérifiée

### IV.7 Vérification des déplacements latéraux inters étage :

#### ➤ Justification Vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

$$\bullet \delta_x^k \leq \delta_{adm}$$

$$\bullet \delta_y^k \leq \delta_{adm}$$

Donc :  $\delta_{adm} = \frac{h}{100}$ . Ou  $\delta_{adm}$  : le déplacement relatif admissible.

#### ➤ Calcul des déplacements :

D'après **RPA99 v2003** (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).
- $R$  : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "K - 1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **ETABS** on peut avoir le déplacement dans chaque niveau dans la combinaison **Ex** et **Ey**.

Planchers	$\delta_{ex}$ (m)	$\delta_x$ (m)	$\delta_{ey}$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_x$ (m)	$\Delta_y$ (m)	$\Delta_{adm}$	OB
7 <sup>ème</sup> étage	0.016498	0.065992	0.013783	0.055132	0.008016	0.00718	0.034	CV
6 <sup>ème</sup> étage	0.014494	0.057976	0.011988	0.047952	0.008716	0.007568	0.034	CV
5 <sup>ème</sup> étage	0.012315	0.04926	0.010096	0.040384	0.008944	0.007496	0.034	CV
4 <sup>ème</sup> étage	0.010079	0.040316	0.008222	0.032888	0.009236	0.007468	0.034	CV
3 <sup>ème</sup> étage	0.00777	0.03108	0.006355	0.02542	0.009072	0.007124	0.034	CV
2 <sup>ème</sup> étage	0.005502	0.022008	0.004574	0.018296	0.008592	0.006572	0.034	CV
1 <sup>er</sup> étage	0.003354	0.013416	0.002931	0.011724	0.007372	0.005352	0.034	CV
RDC	0.001511	0.006044	0.001593	0.006372	0.005204	0.00468	0.034	CV
Sous sol	0.00021	0.00084	0.000422	0.001688	0.00084	0.001688	0.037	CV

Tableau IV-8 Vérification des déplacements

### IV.8 Justification vis à vis de l'effet P - $\Delta$ :

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P -  $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «  $k$  »,  $P_k = \sum (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ . (voir paragraphe 4.2.3 calcul de  $W$ ).
- $V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau " $k$ " :  $V_k = \sum F_i$
- $\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau «  $k$  » par rapport au niveau «  $k - 1$  » (voir paragraphe 4.2.10)
- $h_k$  : hauteur de l'étage «  $k$  ».
  - Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets  $P - \Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $[1/1-\theta_k]$
  - Si :  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

➤ Sens X-X :

Planchers	$P_i$ (KN)	$\Delta_{xi}$ ( m)	$V_{xi}$ (KN)	$h_i$ (m)	$\theta_x$
7 <sup>ème</sup> étage	4370,041	0.008016	538,5594	3.4	0.019
6 <sup>ème</sup> étage	8250,1291	0.008716	821,3664	3.4	0.025
5 <sup>ème</sup> étage	12242,6014	0.008944	1035,3849	3.4	0.031
4 <sup>ème</sup> étage	16235,0736	0.009236	1207,8934	3.4	0.036
3 <sup>ème</sup> étage	20297,5115	0.009072	1365,1682	3.4	0.039
2 <sup>ème</sup> étage	24365,9399	0.008592	1511,9345	3.4	0.040
1 <sup>er</sup> étage	28556,6732	0.007372	1639,6421	3.4	0.037
RDC	32091,0072	0.005204	1716,4184	3.4	0.028
Sous sol	37035,7656	0.00084	1741,8735	3.7	0,0048

Tableau IV-9 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens X

➤ Sens Y-Y :

Planchers	$P_i$ (KN)	$\Delta_{yi}$ ( m)	$V_{yi}$ (KN)	$h_i$ (m)	$\theta_y$
7 <sup>ème</sup> étage	4370,041	0.00718	581,6829	3.4	0.015
6 <sup>ème</sup> étage	8250,1291	0.007568	893,6895	3.4	0.020
5 <sup>ème</sup> étage	12242,6014	0.007496	1120,3824	3.4	0.024
4 <sup>ème</sup> étage	16235,0736	0.007468	1311,3852	3.4	0.027
3 <sup>ème</sup> étage	20297,5115	0.007124	1477,533	3.4	0.028
2 <sup>ème</sup> étage	24365,9399	0.006572	1637,4672	3.4	0.028
1 <sup>er</sup> étage	28556,6732	0.005352	1780,7191	3.4	0.025
RDC	32091,0072	0.00468	1882,3905	3.4	0.023
Sous sol	37035,7656	0.001688	1956,8033	3.7	0,0086

Tableau IV-10 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens Y



On remarque que tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieur à 0,10.

Donc l'effet **P - Δ** est **négligé**

#### IV.9 Justification de la stabilité au renversement :

Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

- $[M_s/M_r] \geq 1,5$ .

Avec :

- $M_s$ : Moment stabilisant,  $M_s = [w \cdot l] / 2$
- $M_r$ : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times h_i$ .
- $W$ : Poids du bâtiment.
- $F_i$ : Force sismique au niveau i.

	L (m)	$M_r$ (KN. m)	$M_s$ (KN. m)	$M_s/M_r$	OB
<b>Sens-X</b>	23.265	39888.58077	430818.5433	10.8	<b>CV</b>
<b>Sens-Y</b>	19.645	43570.02153	363783.8076	8.349	<b>CV</b>

Tableau IV-11 Vérification de la stabilité au renversement

La tour est stable suivant **X** et **Y** selon les exigences du **RPA/2003**, donc il y'a pas de risque de renversement.

#### IV.10 Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3)

- $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$

On doit vérifier que :  $v \leq 0,30$  avec ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$

Poteaux	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35	D=50cm	D=40cm
$N_d$ (KN)	2105,4413	1338.0069	857.7621	419.3038	1290.1181	710.2166
<b>v</b>	0,336	0.264	0.214	0.136	0.262	0.226
<b>v ≤ 0,30</b>	<b>CPV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

Tableau IV-12 Vérification de L'effort normal réduit

#### Remarque :

Le poteau (50\*50) cm de sous sol , RDC et 1ère étage c'est pas vérifiée .

Les autres poteaux dans les autres différents niveaux sont vérifiés.

**La solution** : c'est de mettre des poteaux (55\*55) cm dans le sous-sol,

(50\*50) cm → le RDC ,01ère étage.

(45\*45) cm → 2 ème et 03 ème étage.

(40\*40) cm → 4ème et 5 ème étage.

(35\*35) cm → 6ème et 07 ème étage.

Poteaux	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35	D=50cm	D=40cm
$N_d$ (KN)	2189.405	1812.0158	1338.0069	857.7621	419.3038	1290.1181	710.2166
$\nu$	0.289	0,289	0.264	0.214	0.136	0.262	0.226
$\nu \leq 0,30$	<b>CV</b>						

**Tableau IV-13** Vérification de L'effort normal réduit ( 2ème disposition des poteaux )

#### IV.11 Conclusion :

- ❖ Après ces résultats obtenus dans notre étude sismique on peut dire que notre bâtiment peut résister aux chocs extérieurs tel que le séisme après un bon ferrailage conforme au règlement **R.P.A99 / Ver 2003**. Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés dans la structure et qui sont déduits du logiciel de modélisation **ETABS**.

## Ferraillage des éléments porteurs

### V. 1 Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel

#### ETABS.16.2.0

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
  2. Traction simple.
  3. Flexion simple.
  4. Flexion composée.
- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
  - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

### V.2 Ferraillage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferraillage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

#### ➤ Situation durable :

$$\gamma_s = 1.15, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.5, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

#### ➤ Situation accidentelle :

$$\gamma_s = 1, \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.15, \quad f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

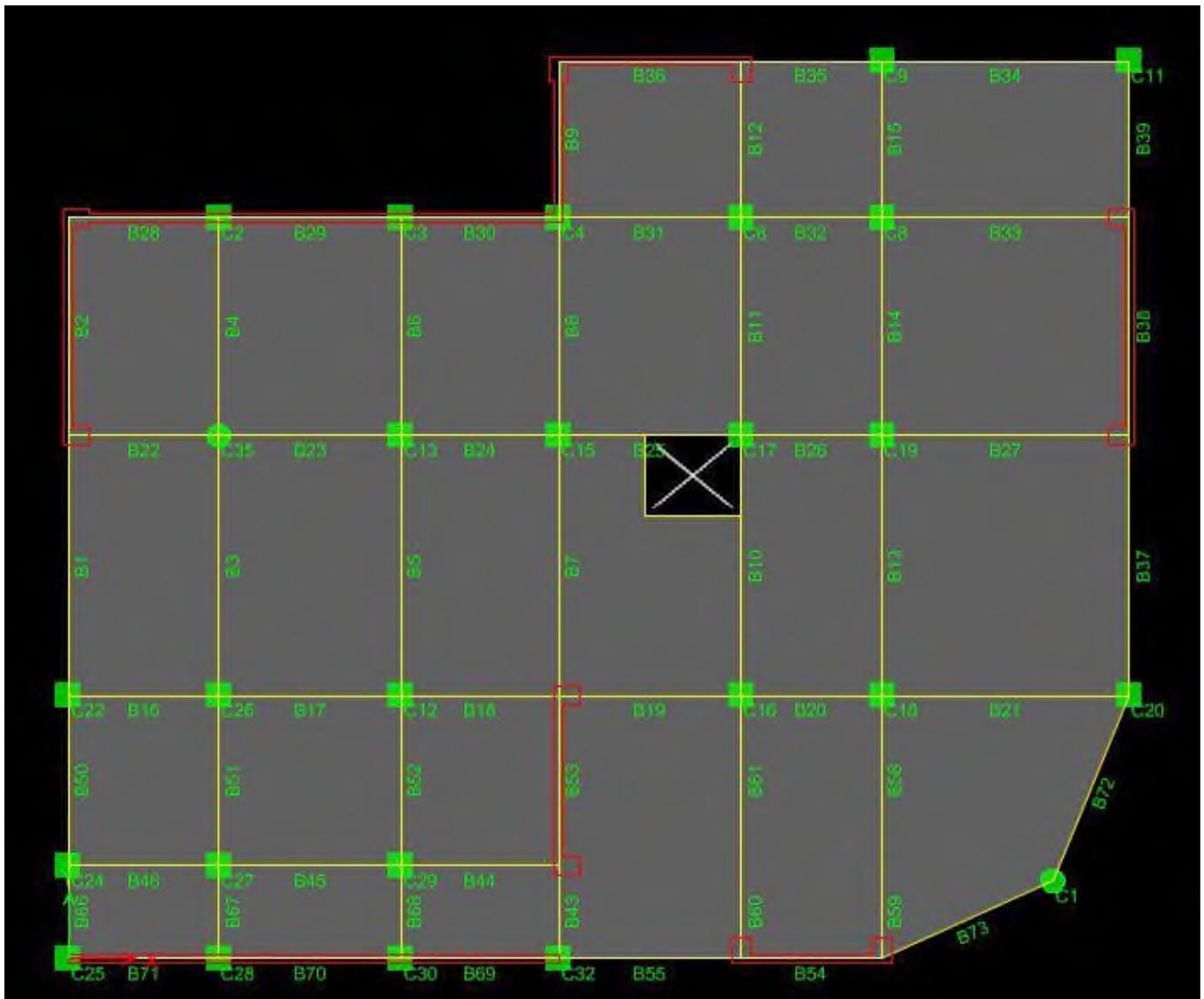


Figure V.1 Plan de repérage des poutres et poteaux

**Combinaisons des charges :**

- a. **État limite ultime ::**

- $1,35 * G + 1,5 * Q$  [BAEL91]

b. État limite de service :

- $G + Q$  [BAEL91]

c. État limite accidentelle :

- $G + Q \pm E$  RPA99/v2003
- $0,8G \pm E$  RPA99/v2003

Calcul de ferrailage :

(RDC et étage courant) :

- Ferrailage en travée : ELU.
- Ferrailage sur appui :  $G + Q \pm E$   $0,8G \pm E$ .

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91** :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$ .
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$ .
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$ .

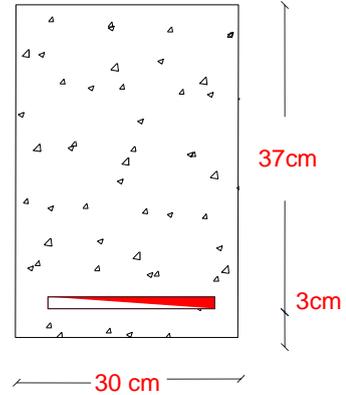
- $A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

**Ferrailage des poutres secondaire :**

D'après les résultats de l'ETABS :

La poutre secondaire la plus sollicitée c'est la poutre **B22 6<sup>ème</sup> étage** ( voir le plan de repérage **Fig V.1** ).

- **M<sub>max</sub>En Travée= 83,4011KN. m.**
- **M<sub>max</sub>Sur Appuis: = 100,4828KN. m.**



**Figure V.2 schéma de la poutre**

Position	M <sub>max</sub> (KN. m)	d (cm)	b(cm)	Z (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (min)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>sadop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	83,4011	37	30	34.14	1.34	7.019	6	<b>5HA14</b> <b>= 7.70</b>
<b>Appuis</b>	100,4828	37	30	36.68	1.34	6.84	6	<b>3T14 + 3T10</b> <b>= 6.98</b>

**Tableau V-1 Calcul du ferrailage des poutres secondaires**

**La vérification du ferrailage :**

- **Section minimale (RPA) :** b = 30 cm ; h = 40 cm
  - $A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$ .
- **Section maximale (RPA) :**
  - $A_{max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 40 = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Zone courante.
  - $A_{max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 40 = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow$  ZoneDerecouvrement

La section d'armature sur appuis

- $A_s = 3T14 + 3T10 = 6.98 \text{ cm}^2$

- $A_s = 5T14 = 7.70 \text{ cm}^2$

Donc :  $6.98 + 7.70 = 13.17 \text{ cm}^2 \rightarrow 14.68 \text{ cm}^2 < 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  (CV)

La Condition de non fragilité :

- $A_{min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots$  (CV)

**La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :**

La vérification de la contrainte de cisaillement :

**Fissuration préjudiciable :**

- $\bar{\tau}_u = \min [0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa}.$

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{max} = 89.317 \text{ KN}.$

- $\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = 0.804 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$  (CV)

**Calcul de la section des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 10 \right] = 10 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend T08 (HA. Fe. E400)}$$

➤ **Espacement entre les cadres :**

- $S_t \leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$
- $\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 * 30 * 33.3}{400} \rightarrow A_t = 0.999 \text{ cm}^2$

Soit :  $= 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**Espacement d'après B.A.E.L :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = \frac{2.01 * 400 * 10^2}{0.4 * 300} = 67 \text{ cm}$$

Donc :  $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 33.3 \text{ cm}$ , on prend  $S_t = 30 \text{ cm}$

➤ **Espacement exigé par RPA :**

- En zone **nodale** :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 10 \text{ cm}$
- En zone **courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 10 \text{ cm}$  ..... **en zone nodale**
- $S_t = 15 \text{ cm}$  ..... **en zone courante**

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

- $A_{tmin} = 0.003 * S_t * b = 1.35 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$ .

**N.B :** Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40∅** poutre longitudinale : **40∅ = 80 cm** Avec : **∅ = 20 mm**.

**La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

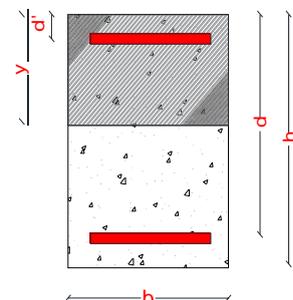
Sur nappe inférieure :  $A_t = 6.19 \text{ cm}^2$ .

➤ **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

- $\frac{b*y^2}{2} + n * A_s * y - n * d * A_s = 0 \rightarrow 15 * y^2 + 92.85 * y - 3435.45 = 0$

La solution de l'équation nous donne : **= 12.35 cm**.

- $I = \frac{b*y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2 = 752542.7788 \text{ cm}^4$ .
- Soit la poutre la plus sollicitée **B22 6<sup>ème</sup> étage :**
- **$M_{ser} = 60,743 \text{ KN.m}$**



- $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y = 0.998 \text{ Mpa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{(CV)}$

- $\sigma_{st} = 15 * \frac{M_s}{I} * (d - y_{ser})$

- $\sigma_{st} = 29.988 \text{ Mpa} < \sigma_{st \text{ adm}} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \text{(CV)}$

➤ **Vérifications de la flèche ;**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.123 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

➤  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.123 \geq 0.083 \dots \dots \dots \text{(CV)}$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.00785 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**N.B :** les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$ : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 1.07m.
- $\frac{L_{max}}{4}$ : Si l'appui appartient à une travée de rive soit : 1.3375 m.

- Schéma de ferrailage :

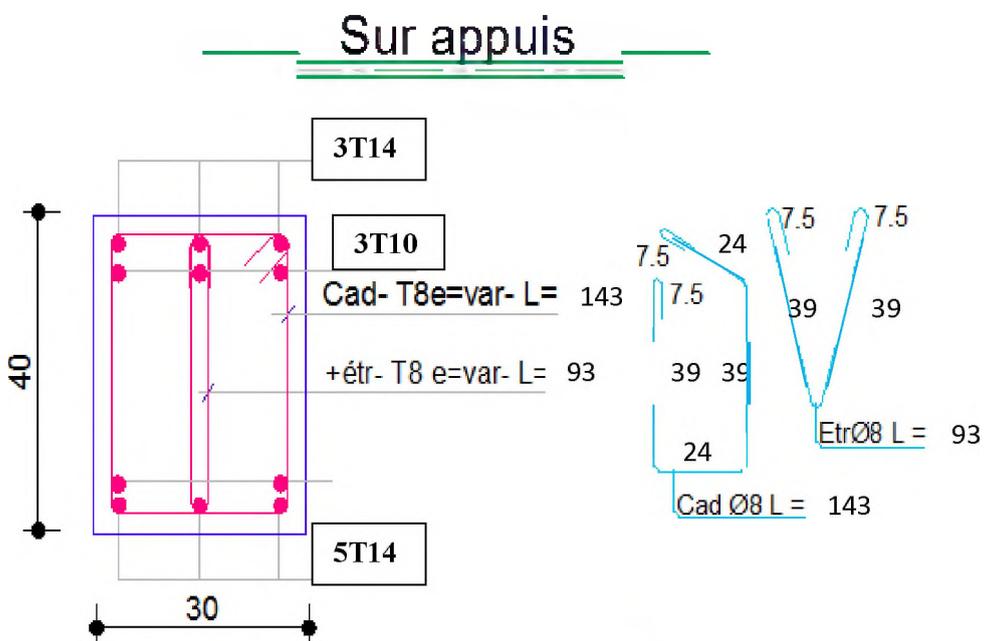
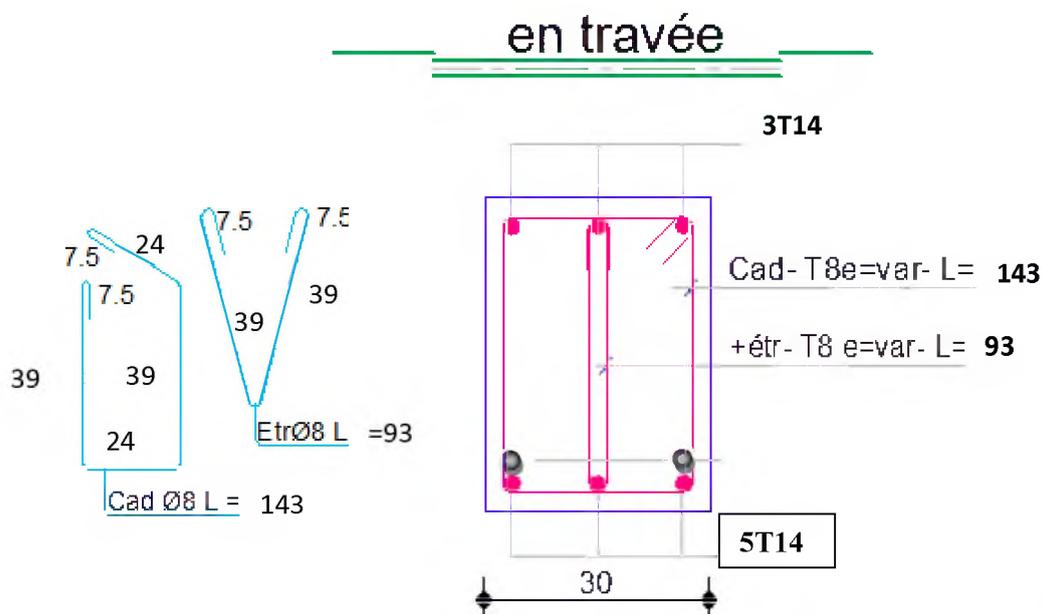


Figure V.3 Ferrailage des poutres secondaires

**Ferraillage des poutres Principales :**

D'après les résultats de l'ETABS :

La poutre principale la plus sollicitée c'est la poutre **B7 7<sup>ème</sup> étage** ( voir le plan de repérage **Fig V.1** ).

- $M_{\max \text{En Travée}} = 163,7517 \text{ KN. m.}$
- $M_{\max \text{Sur Appuis}} = 169,1492 \text{ KN. m.}$

Position	$M_{\max}$ (KN. m)	d (cm)	b (cm)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA(\min)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{sadop}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	163,7517	42	30	36.77	12.79	1.52	6.75	<b>3T20 + 3T12</b> <b>= 12.81</b>
<b>Appui</b>	169,1492	42	30	38.02	11.73	1.52	6.75	<b>6T16</b> <b>= 12.06</b>

**Tableau V-2.**Calcul du ferraillage des poutres Principales

**La vérification du ferraillage :**

- **Section minimale (RPA) :**  $b = 30 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm}$ 
  - $A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 45 = 6.75 \text{ cm}^2.$
- **Section maximale (RPA) :**
  - $A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 45 = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone courante.}$
  - $A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 45 = 81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$

La section d'armature sur appuis ;

- $A_s = 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$
- $A_s = 3T20 + 3T12 = 12.81 \text{ cm}^2$

Donc :  $12.06 + 12.81 = 24.87 \text{ m}^2 \rightarrow 24.87 \text{ cm}^2 < 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{CV})$

La Condition de non fragilité :

- $A_{min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 1,52 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \text{ min}} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

**La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :**

La vérification de la contrainte de cisaillement :

**Fissuration préjudiciable :**

- $\bar{\tau}_u = \min [0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa}$ .

Soit l'effort tranchant maximum est : **T<sub>max</sub> = 136,7577 KN.**

- $\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = 1.085 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

**Calcul de la section des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 10 \right] = 10 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend T08 (HA. Fe. E400)}$$

➤ **Espacement entre les cadres :**

- $S_t \leq \min(0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$
- $\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 * 30 * 37.8}{400} \rightarrow A_t = 1.134 \text{ cm}^2$

Soit : = **4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

**Espacement d'après B.A.E.L :**

---

➤  $S_{t1} \leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$

➤  $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = \frac{2.01 * 400 * 10^2}{0.4 * 300} = 67 \text{ cm}$

**Donc : S<sub>t</sub> ≤ min[S<sub>t1</sub>, S<sub>t2</sub>] = 37.8 cm. → on prend : S<sub>t</sub> = 35 cm.**

➤ **Espacement exigé par RPA :**

En zone **nodale** :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = 11.25 \text{ cm}$

En zone **courante** :  $S_t \leq \frac{h_c}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 10 \text{ cm}$  ..... **en zone nodale**
- $S_t = 15 \text{ cm}$  ..... **en zone courante**

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

- $A_{tmin} = 0.003 * S_t * b = 1.35 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 1,35\text{cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$ .

**N.B :** Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40∅** poutre longitudinale : **40∅ = 80 cm** Avec : **∅ = 20 mm**.

**La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

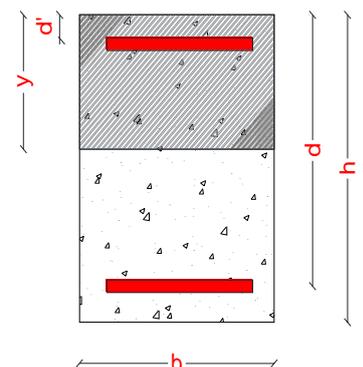
Sur nappe inferieur :  **$A_t = 8.01 \text{ cm}^2$** .

➤ **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

- $\frac{b*y^2}{2} + n * A_s * y - n * d * A_s = 0 \rightarrow 15 * y^2 + 141.3 * y - 5934.6 = 0$

La solution de l'équation nous donne : = **15.73 cm**.

- $I = \frac{b*y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2 = 1364341.479 \text{ cm}^4$ .
- Soit la poutre la plus sollicitée **B7 7<sup>ème</sup> étage** :
- **$M_{ser} = 119,7859 \text{ KN.m}$**



- $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y = 1.380 \text{ Mpa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ Mpa} \dots (\text{CV})$
- $\sigma_{st} = 15 * \frac{M_s}{I} * (d - y_{ser})$
- $\sigma_{st} = 34.592 \text{ Mpa} < \sigma_{st \text{ adm}} = 201.63 \text{ Mpa} \dots (\text{CV})$

➤ **Vérifications de la flèche ;**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.08 \geq 0.062 \dots \dots \dots (\text{CV})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,08 \geq 0.075 \dots \dots \dots (\text{CV})$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0101 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (\text{CV})$$

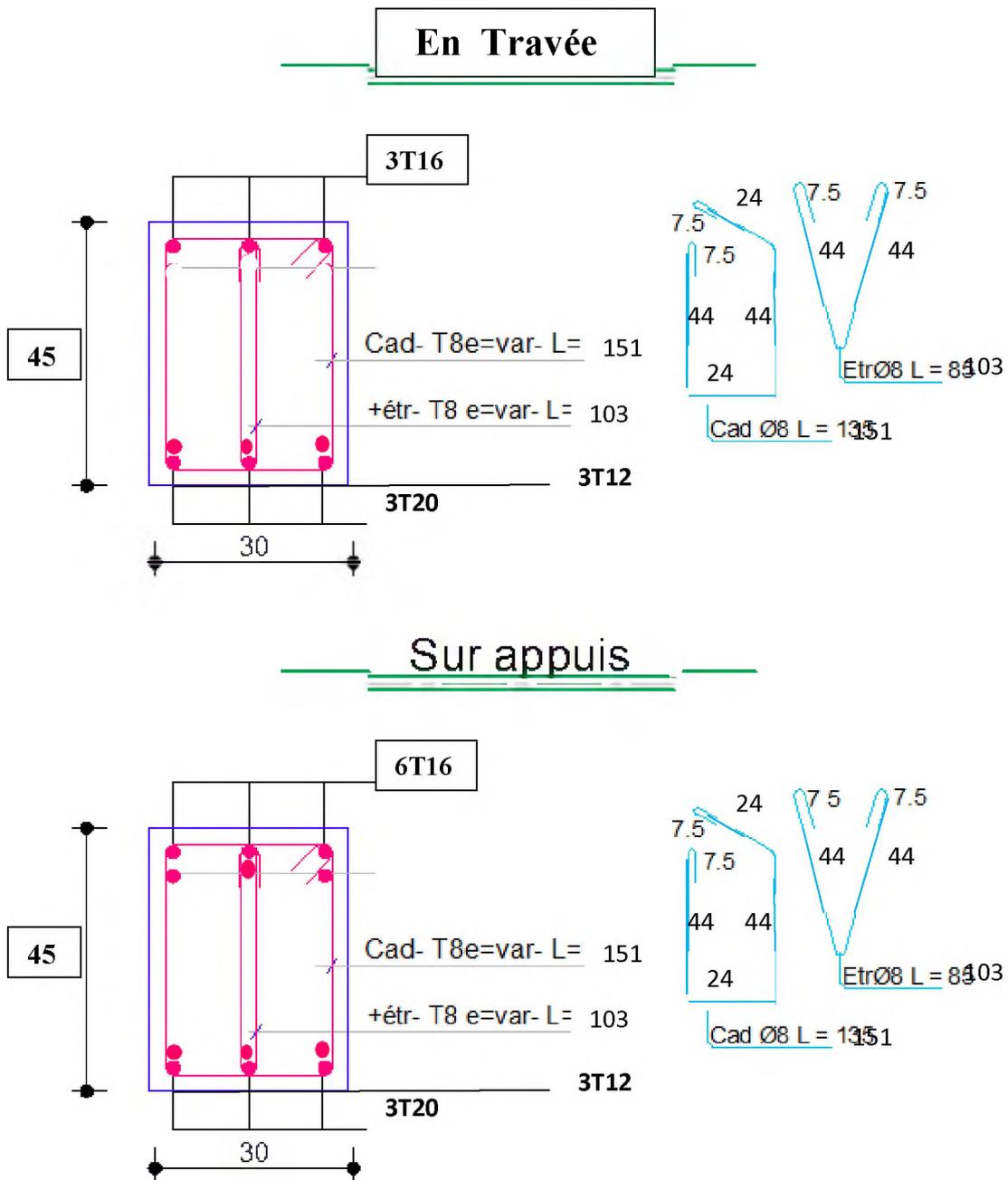
- -  
- -

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**N.B :** les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$ : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 1.124 m.
- $\frac{L_{max}}{4}$ : Si l'appui appartient une travée de rive soit : 1.405m.

Schéma de ferrailage :



FigureV.4 Ferrailage des poutres principales

### V.3 Ferrailage des poteaux :

#### Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

#### Recommandation du RPA 99/version 2003 :

##### ➤ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de **0.8%(zone IIa)**.
- Le pourcentage maximum est de **4% en zone courante** et de **6% en zone de recouvrement**.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zone IIa)**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max} (\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$ .

##### ➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

- $v_u$  : Effort tranchant de calcul
- $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).  $\rho_a = 2.5$  Si l'élançement

Géométrique  $\geq 5$ .  $\rho_a = 3.75$  Si l'élanement géométrique  $< 5$ .

- $t$  : Espacement des armatures transversales :

**Dans la zone nodale :**

- $t \leq \min ( 10\phi , 15\text{cm} )$ . **En zone IIa**

**Dans la zone courante :**

- $t' \leq 15\phi$ . **En zone IIa**

**Où :**

- $\phi$ : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale ( $\frac{A_t}{b_1 * t} * \%$ ) est donnée par :

- 0.3% si  $\lambda_g \geq 5$
- 0.8 % si  $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

**Avec :**

- $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$ .

**Avec :**

- **a** et **b** : les dimensions de la section du poteau.

### Calcul de Ferrailage :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{x-x}$ ,  $M_{y-y}$ ).

Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « **ETABS** » :

#### ➤ **Combinaison de calcul :**

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

### V.3 Ferrailage des Poteaux :

Le résumés des sollicitations données par le logiciel **ETABS**.

- Le poteau le plus sollicité de section **55\*55** c'est le poteau **C30 de sous sol**.
  - Le poteau le plus sollicité de section **50\*50** c'est le poteau **C20 de RDC**.
  - Le poteau le plus sollicité de section **45\*45** c'est le poteau **C6 de 3<sup>ème</sup> étage**.
  - Le poteau le plus sollicité de section **40\*40** c'est le poteau **C6 de 5<sup>ème</sup> étage**.
  - Le poteau le plus sollicité de section **35\*35** c'est le poteau **C20 de 7<sup>ème</sup> étage**.
  - Le poteau le plus sollicité de section **D=50cm** c'est le poteau **C35 de 2<sup>ème</sup> étage**.
  - Le poteau le plus sollicité de section **55\*55** c'est le poteau **C35 de 7<sup>ème</sup> étage**.
- ( voir le plan de repérage **Fig V.1** )

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

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

Poteau	55 * 55	50 * 50	45 * 45	40 * 40	35 * 35	D=50cm	D=40cm
<b>Combinaison</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G+Q ± E</b>	<b>G+Q± E</b>	<b>G+Q± E</b>	<b>G+Q± E</b>	<b>G+Q± E</b>
<b>M<sub>max</sub> (KN. m)</b>	97.6639	87.9638	75.5474	70.5543	63.4501	84.8597	69.7813
<b>N<sub>cor</sub> (KN)</b>	97.4536	874.1844	562.6611	339.6261	119.6348	834.623	158.8264
<b>Combinaison</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G±E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>
<b>M<sub>cor</sub>(KN. m)</b>	2.2865	33.7415	34.6081	27.9704	23.2101	25.1709	29.7111
<b>N<sub>min</sub>(KN)</b>	212.9395	57.3734	51.6388	42.8941	16.0821	283.971	45.8141
<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>
<b>M<sub>cor</sub>(KN. m)</b>	6.6571	11.088	59.1108	21.6459	21.1153	6.2285	23.54889
<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	2664.9753	2182.8734	1622.0524	1071.117	559.3893	1554.92	851.2224

**Tableau V-3** Les sollicitations dans les différents poteaux

$$- A_{s \min RPA} = 0,8 * b * a. RPA \text{ (Art 7.4.2.1 P61)}$$

$$A_{s \min BAEL} = \min \left[ 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * U, 0,2 * \frac{B}{100} \right]. BAEL91 P94$$

Avec :

- **U**: Périmètre du poteau.

Le ferrailage des poteaux se fait l'aide de logiciel « **SOCOTEC** » :

Poteaux	M(KN.m)	N(KN)	$A_{scal}(cm^2)$	$A_{sminBAEL}(cm^2)$	$A_{sminRPA}(cm^2)$	$A_{sadop}(cm^2)$
<b>55* 55</b>	97.6639	97.4536	6.03	6.05	24.2	<b>4T20 + 8T16 = 28.65</b>
<b>50 * 50</b>	87.9638	874.1844	15.93	5	20	<b>4T16 + 8T14 = 20.36</b>
<b>45* 45</b>	75.5474	562.6611	11.88	4.05	16.2	<b>4T16 + 8T12 = 17.09</b>
<b>40 *40</b>	70.5543	339.6261	9.36	3.2	12.8	<b>4T16 + 4T14 = 14.20</b>
<b>35*35</b>	63.4501	119.6348	6.73	2.45	9.8	<b>4T16 + 4T12 = 12.56</b>
<b>D=50cm</b>	84.8597	834.623	14.7	3.92	15.70	<b>8T16=16.08</b>
<b>D=40cm</b>	69.78	158.8264	7.27	2.51	10.05	<b>4T16 + 4T14 = 14.20</b>

**Tableau V-4** Résultats de ferrailage des poteaux

**Remarque :**

On remarque que  $A_{s \min Rpa}$  est supérieure par rapport à  $A_{s \text{ cal}}$ , donc il faut prévoir des sections minimales requises par les règlements en vigueur.

**Vérification de ferrailage des poteaux :**

➤ **Section d'armature selon l'RPA99V2003 :**

- $A_{s \min} = j * b * a$ .
- $A_{s \max} = 4\%b * a \rightarrow$  En zone courante.
- $A_{s \max} = 6\%b * a \rightarrow$  En zone de recouvrement.

➤ **Section d'armature selon BAEL91 :**

- $A_{s \min} = 0,2 * \frac{R}{100}$
- $A_{s \max} = 5 * \frac{R}{100}$

Poteau	$A_{s \text{ min BAEL}}$	$A_{s \text{ min RPA}}$	$A_{s \text{ max BAEL}}$	$A_{s \text{ max RPA}}$	$A_{s \text{ adop}}$	OB
55 * 55	6.05	24.2	151.25	121	28.65	CV
50 * 50	5	20	125	100	20.36	CV
45 * 45	4.05	16.02	101.25	81	17.09	CV
40 * 40	3.2	12.8	80	64	14.20	CV
35 * 35	2.45	9.8	61.25	49	12.56	CV
D=50cm	3.92	15.70	98.17	78.53	16.08	CV
D=40cm	2.51	10.05	62.83	50.26	14.20	CV

**Tableau V-5** Résultats de vérification de ferrailage des poteaux

**Vérification à l'E.L. U :**

- **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

- **D'après le BAEL :**

- **Exemple de calcul :**

- **Poteau (55\*55) cm<sup>2</sup>**

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min [0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa.}$$

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{\text{max}} = 85.6031 \text{ KN.}$

- $\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b*d} = 0,29 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$b * a$	$T_{\text{max}}$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	OB
55*55	85.6031	0,29	2,5	CV
50*50	78.0907	0,28	2,5	CV
45*45	59.4123	0,31	2,5	CV
40*40	59.0919	0,39	2,5	CV
35*35	50.1645	0,44	2,5	CV

<b>D=50cm</b>	22.9082	0.14	<b>2.5</b>	<b>CV</b>
<b>D=40cm</b>	29.1298	0.30	<b>2.5</b>	<b>CV</b>

**Tableau V-6** Vérification selon BAEL.

➤ **D'après l'RPA :**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  Avec :  $\bar{\tau}_u = \rho_d * f_{c28}$

- $\rho_d = 0,075$  ... si :  $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_d = 0,04$  ... si :  $\lambda_g < 5$

Où :  $\lambda_g$  : L'élançement géométrique.  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ .

$a = 55 \text{ cm}$ ,  $l_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 3,7 = 2,59 \text{ m}$ .

$a = (50,45,40,35) \text{ cm}$ ,  $l_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 3.4 = 2,38 \text{ m}$ .

Donc :  $\rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,59}{0,55} = 4,70 < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04$

$\bar{\tau}_u = 0,04 * 25 = 1 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u = 0.297 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<b>b * a (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>l<sub>f</sub> (m)</b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>d</sub></b>
<b>55 * 55</b>	2,59	4.70	0,04
<b>50 * 50</b>	2.38	4.76	0.04
<b>45 * 45</b>	2.38	5.28	0,075
<b>40 * 40</b>	2.38	5.95	0.075
<b>35 * 35</b>	2.38	6.8	0,075
<b>D=50cm(s,s)</b>	2,59	5.18	0.075
<b>D=50cm</b>	2.38	4.76	0.04
<b>D=40cm</b>	2.38	5.95	0.075

**Tableau V-7** Vérification selon RPA

**Calcul des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :**

- $\phi_t \geq (\frac{1}{3}) * \phi_l$ .

$\phi_t \geq (\frac{1}{3}) * 20 = 6.66$  mm. On adopte un cadre : **T8**

➤ **Espacement entre les cadres :**

- $S_t \leq \min[15\phi_{l \min}; 40 \text{ cm}; a + 10]$ .
- $S_t \leq \min[24 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 65 \text{ cm}]$ .

**Donc :  $S_t = 15$  cm.**

➤ **Espacement des cadres d'après le RPA :**

**Dans la zone nodale :**

- $S_t \leq \min[10\phi_l; 15 \text{ cm}]$ . En Zone **I** et **IIa**.

**Donc :  $S_t = 10$  cm.**

**Dans la zone courante :**

$S_t \leq 15\phi_l$ . En Zone **I** et **IIa**    **Donc : = 15 cm.**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

$\rho_a = 2,5$  Si  $\lambda_g \geq 5$        $\rho_a = 3,75$  Si  $\lambda_g < 5$ .

**Exemple de calcul : (55\*55) cm<sup>2</sup> : on a :  $\rho_a = 3,75 \rightarrow A_t = 1,452\text{cm}^2$**

**Soit :  $A_t = 4 \text{ T } 8 = 2.01\text{cm}^2$**

<b>b * a</b>	<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	<b><math>\lambda_g</math></b>	<b><math>\rho_a</math></b>	<b>A<sub>t</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>t adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>55 * 55</b>	85.6031	4.70	3,75	1,452	<b>4T8 = 2.01</b>
<b>50 * 50</b>	78.0907	4.76	3.75	1.258	<b>4T8 = 2.01</b>
<b>45 * 45</b>	59.4123	5.28	2.5	0.825	<b>4T8 = 2.01</b>
<b>40 * 40</b>	59.0919	5.95	2.5	0.923	<b>4T8 = 2.01</b>
<b>35 * 35</b>	50.1645	6.8	2,5	0.895	<b>4T8 = 2.01</b>
<b>D=50cm(s,s)</b>	22.9082	5.18	2.5	1.493	<b>4T8 = 2.01</b>
<b>D=50cm</b>	22.9082	4.76	3.75	1.226	<b>4T8 = 2.01</b>
<b>D=40cm</b>	29.1298	5.95	2.5	1.503	<b>4T8 = 2.01</b>

**Tableau V-8** Les armatures transversales des poteaux

➤ **Détermination de la zone de recouvrement :**

Selon **RPA (Art 7.4.2.1)** La longueur minimale de recouvrement est :

- **40 $\phi$  → En zone IIa.**

<b>b * a</b>	<b>55 * 55</b>	<b>50 * 50</b>	<b>45 * 45</b>	<b>40 * 40</b>	<b>35 * 35</b>	<b>D=50cm</b>	<b>D=40cm</b>
<b><math>\phi_{max}</math> (mm)</b>	20	16	16	16	16	16	16
<b>40<math>\phi</math> (cm)</b>	80	64	64	64	64	64	64

**Tableau V-9** Longueur de recouvrement

**Vérification de la contrainte à l'E.L.S :**

- Contrainte admissible de béton comprimé :  $\sigma_{bc adm} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ .
- Contrainte admissible d'acier tendu :  $\sigma_{st adm} = 201,63 \text{ Mpa}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

<b>b * a</b>	<b>N<sub>ser</sub></b>	<b>M<sub>ser</sub></b>	<b>A<sub>s</sub></b>	<b>Y(cm)</b>	<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	<b><math>\sigma_{bc adm}</math></b>	<b><math>\sigma_{st}</math></b>	<b><math>\sigma_{st adm}</math></b>	<b>OB</b>
<b>55 * 55</b>	68.6951	64.242	28.65	21.74	581881.75	2.39	15	50.08	201,63	<b>CV</b>
<b>50 * 50</b>	1010.40	48.181	20.36	18.61	353570.66	2.53	15	57.98	201,63	<b>CV</b>
<b>45 * 45</b>	619.276	42.997	17.09	16.90	233905.19	3.10	15	69.13	201,63	<b>CV</b>
<b>40 * 40</b>	367.325	42.761	14.20	15.22	148049.65	3.41	15	73.37	201,63	<b>CV</b>
<b>35 * 35</b>	127.225	43.706	12.56	13.94	93052.717	6.53	15	127.07	201,63	<b>CV</b>
<b>D=50cm</b>	766.999	25.979	16.08	16.56	270779.1379	1.596	15	41.14	201.63	<b>CV</b>
<b>D=40cm</b>	152.955	34.377	14.20	14.70	130128.81	3.90	15	80.79	201.63	<b>CV</b>

**Tableau V-10** Vérification des contraintes à l'ELS

### Vérification des zones nodales

Le RPA99/2003 (Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \text{ telle que :}$$

$M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur.

$M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur.

$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droite de la poutre.

### Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } Z=0,9 \times h$$

Niveau	h (m)	z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (kn.m)
S.SOL	0.55	0.495	28.65	493.5249
RDC+Etage 1	0,5	0,45	20.36	318.8376
Etage 2-3	0,45	0,405	17.09	240.86646
Etages 4-5	0,40	0,36	14.20	187.8976
Etage 6-7	0,35	0,315	12.56	147.68272

Tableau V.11 Moment résistant dans les poteaux

Poutres Secondaires				Poutres principales			
h (m)	z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (kn.m)	h (m)	z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (kn.m)
0,40	0,36	7.7	96.4656	0,45	0,405	12.06	169.973

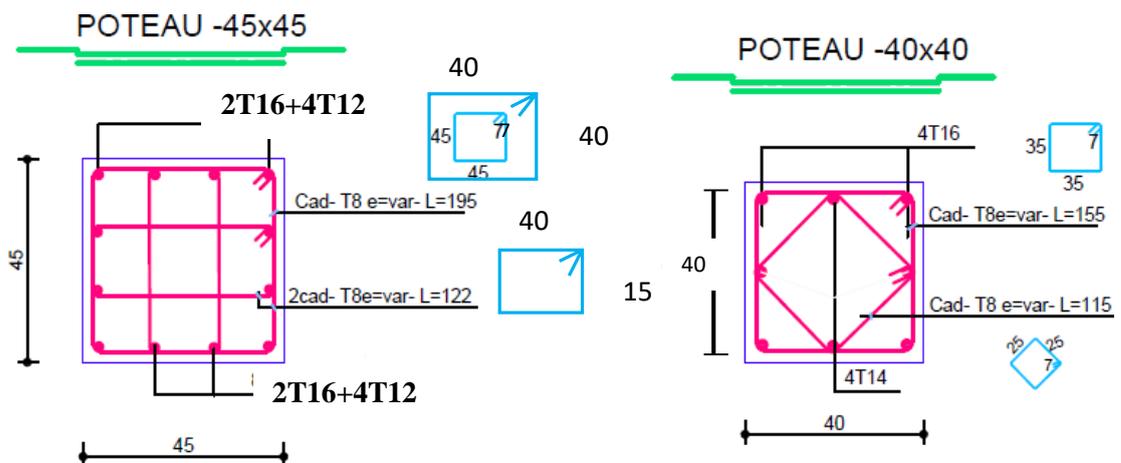
Tableau V.12 Moments résistants dans les poutres

Niveau	poutre s	$M_s$	$M_N$	$M_s + M_N$	$M_W$	$M_E$	1.25 ( $M_W + M_E$ )	Observation
S.SOL	PP	493,5249	493,5249	987.0498	169.973	169.973	424.9325	Vérifiée
	PS				96.465	96.465	241.1625	
RDC+ Etage 1	PP	318.8376	493.5249	812.3625	169.973	169.973	424.9325	Vérifiée
	PS				96.465	96.465	241.1625	
Etage s2-3	PP	240.86646	318.8376	559.70406	169.973	169.973	424.9325	Vérifiée
	PS				96.465	96.465	241.1625	
Etage s4-5	PP	187.8976	240.86646	428.76406	169.973	169.973	424.9325	Vérifiée
	PS				96.465	96.465	241.1625	
Etage s6-7	PP	147.68272	187.8976	335.58032	169.973	169.973	424.9325	Pas Vérifiée
	PS				96.465	96.465	241.1625	

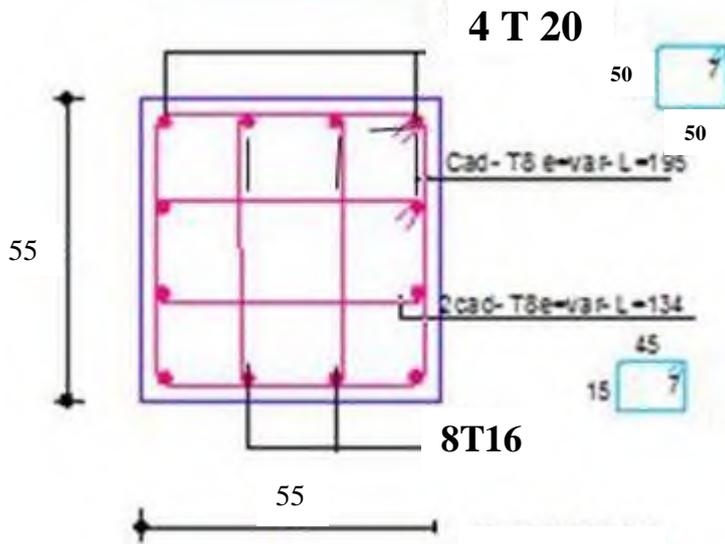
Tableau V.13 Vérification de la zone nodale

Remarque :

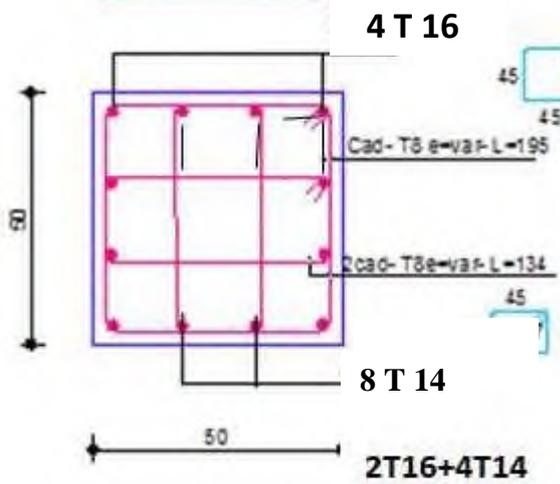
On augmente la section de ferrailage des poteaux de l'étage 6 et 7 (on utilise le même ferrailage que les poteaux 4 et 5)



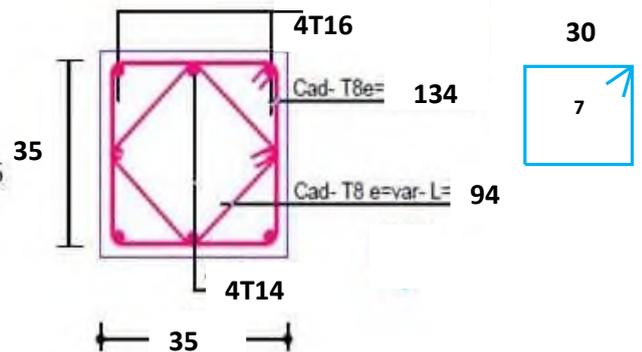
• POTEAU 55 \* 55



POTEAU -50x50



POTEAU 35\*35



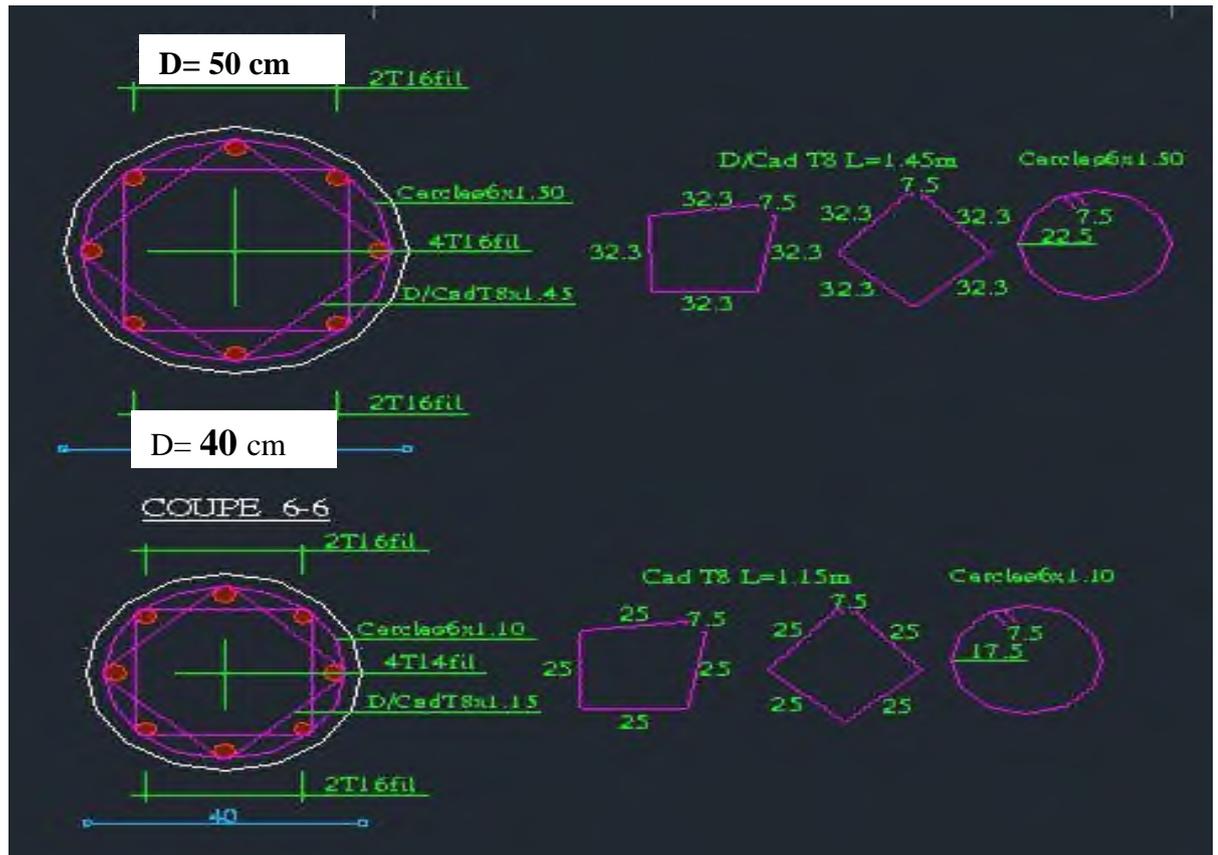


Figure V-5 Ferrailage des poteaux

#### V.4 Ferrailage des Voiles

##### Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min \left[ \frac{h_e}{2}; \frac{2 \cdot l'}{3} \right]$$

Avec :

- $l'$  : étant la largeur de la zone comprimée.
- $h_e$ : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

##### Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « FORMULE DE NAVIER BERNOULLI ».

$$\Sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * Y$$

Avec :

- **A** : Surface.
- **I** : Moment d'inertie.
- **M** : Moment de flexion.

➤ **Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * Y$$

Si :

- **M** > 0 →  $\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$ .

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer 'L<sub>t</sub>' en utilisant les triangles semblables :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{L - L_t}$$

Où :  $L_t = \frac{L * \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$  .

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : **T = 0.50 \* σ<sub>B</sub> \* L<sub>t</sub> \* b.**

La section d'armature nécessaire est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = T * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Si : **M** < 0 →  $\sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$  :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{L - L_t}$$

Où :  $L_t = \frac{L * \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$  .

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : **T = 0.50 \* σ<sub>A</sub> \* L<sub>t</sub> \* b.**

La section d'armature nécessaire est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = T * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

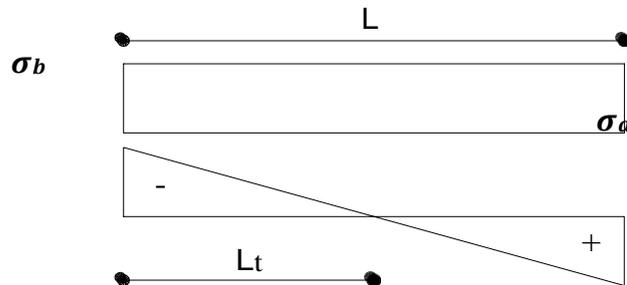


Figure V.6 S P C

➤ Section entièrement comprimée SEC :

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 * L * b$$

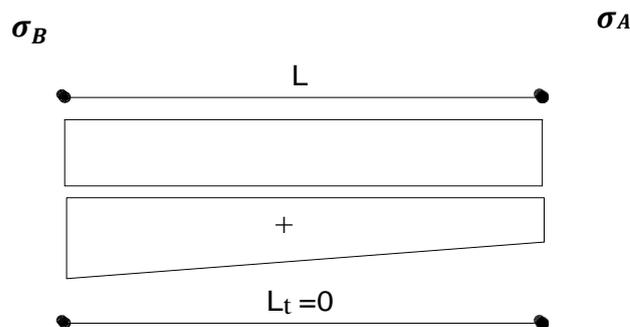


Figure V.7 S.E.C

➤ Section entièrement tendue SET :

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) :

- La longueur tendue est égal à «  $L$  »  $\rightarrow L = L_T$ .

L'effort de traction est donné par :

$$T = (3 * \sigma_A + \sigma_B) * \frac{L * b}{2} \quad \text{—}$$

La section d'armatures nécessaire est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = T * \frac{\gamma_s}{f_e} \quad \text{—}$$

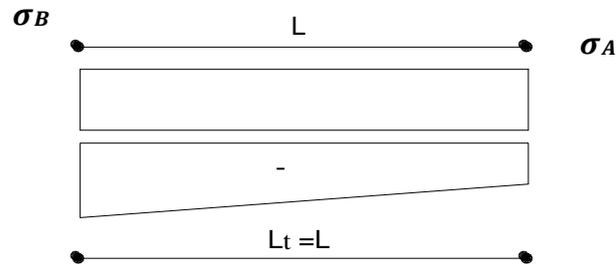


Figure V.8 S E T

### Ferraillage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

- $G + Q \pm E$ .
- $0.8G \pm E$ .

### Calcul de ferraillage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

- $A_{\text{min}} = 0.15\% b * L \rightarrow$  Globalement dans la section du voile.
- $A_{\text{min}} = 0.10\% b * L \rightarrow$  Dans la zone courante.

### Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

### Sens X-X :

#### ➤ Exemple de calcul (Voile Vx1) :

Les données utilisées sont les suivantes :

### Dimension :

- $L = 3,455$  m.
- $b = 0,18$  m.

**Caractéristique géométrique :**

- $I = 119.89 \text{ m}^4$ .
- $B = 0.8739 \text{ m}^2$ .

**Les sollicitations sont :**

- $M = 3793.0248 \text{ KN.m}$ .
- $N = -2060.0552 \text{ KN}$ .

**Les contraintes :**

- $\sigma_A = -13904.2831 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_B = 7279.2462 \text{ KN/m}^2$

Les deux contraintes de signe opposés, alors **SPC**.

- $L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 1.187 \text{ m}$ .
- $T = 0,5 * \sigma_B * L_t * b = 777.64 \text{ KN}$ .
- $A_{s \text{ cal}} = \frac{T * \gamma_s}{f_e} = 19.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone tendue}$ .

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le **RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1)** :  $A_{rpa} = 0,20\% \mathbf{b} * L_t$ .

- **b**: Epaisseur du voile.
- **L<sub>t</sub>** : Longueur de la section tendue.

**Alors :**

- $A_{RPA} = 0,002 * b * L_t = 4.2732 \text{ cm}^2$ .
- $A_{min} = 0,0015 * b * L = 9.3285 \text{ cm}^2$ .
- $A_{s \text{ adopté}} = \text{Max} [A_{cal}; A_{RPA}] = 19.44 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de l'espacement : d'après RPA :**

➤ **En zone courante :**

- $S_t \leq \min (1,5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On choisit : } S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **En zone d'about :**

- $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$ .

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivant

Voile	Sens X-X :		Sens Y-Y :		
	V1 x	V2 x	V1y	V2y	V3y
<b>M (KN.m)</b>	3793.0248	-5355.4599	5447,1608	-3692.3547	-8172.4099
<b>N(KN)</b>	-2060.0552	-2348.0187	-2056,491	-3657.4366	-3647.1303
<b>L (m)</b>	3.455	4.345	5.095	4.055	5.095
<b>e (m)</b>	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	1.84	2.002	2.1	1.9561	2.1
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	0.8739	1.0341	1.1691	0.9819	1.1691
<b>Y (m)</b>	1.7225	2.1725	2.5475	2.0275	2.5475
<b>σ<sub>A</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-13904.2831	-12457.947	-9236,947	-12496.0224	-14470.7944
<b>σ<sub>B</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	7279.2462	6453.5518	4752.1779	2474.2753	6517.1790
<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	1.187	1.482	1.730	0.670	1.582
<b>T(KN)</b>	<b>777.64</b>	<b>860.77</b>	<b>739.91</b>	<b>149.1988</b>	<b>927.915</b>
<b>A<sub>s cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>19.44</b>	<b>21.51</b>	<b>18.49</b>	<b>3.73</b>	<b>23.20</b>
<b>A<sub>RP</sub>A (cm<sup>2</sup>)</b>	4.2734	5.3352	6.228	2.412	5.6952
<b>A<sub>Min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	9.3285	11.7315	13.7565	10.9485	13.7565
<b>S<sub>t courant</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20
<b>S<sub>t about</sub> (cm)</b>	10	10	10	10	10
<b>As adopté(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>14T14</b>	<b>14T14</b>	<b>18T12</b>	<b>10T12</b>	<b>16T14</b>
<b>As adopté(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>21.55</b>	<b>21.55</b>	<b>20.36</b>	<b>11.31</b>	<b>24.63</b>

**Tableau V-14** Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal et transversal

**Vérification de la résistance au cisaillement :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

- **Selon RPA (art 7.7.2) :**

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{b_0 \times 0,9 \times L} \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{Mpa}$$

- **V:** Effort tranchant.

**Avec :**

- **b<sub>0</sub>:** Épaisseur du voile.

- **L:** Longueur du voile.

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Sens X-X :**

Voiles	V (kN)	b (m)	L (m)	$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_{adm}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V <sub>1x</sub>	473.987	0.18	3.455	1.185	5	<b>CV</b>
V <sub>2x</sub>	669.4821	0.18	4.345	1.331	5	<b>CV</b>

**Tableau V-15** Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

**Sens Y-Y :**

Voiles	V (kN)	b (m)	L (m)	$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_{adm}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V <sub>1y</sub>	590.8036	0.18	5.095	1.002	5	<b>CV</b>
V <sub>2y</sub>	420.5946	0.18	4.055	0.896	5	<b>CV</b>
V <sub>3y</sub>	742.5701	0.18	5.095	1.259	5	<b>CV</b>

**Tableau V-16** Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

**Calcul de ferrailage horizontal :**

La section des armateurs est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 * \left[ \frac{f_e}{\gamma_s} \right] * (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

Où :

- $K = 0 \rightarrow$  Cas de reprise de bétonnage.
- $\alpha \leq 90^\circ$ .
- $S_t \leq \min[1,5 * b ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$ .

$\rightarrow$  Donc on adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

• **Selon le RPA :**

D'après le RPA, le pourcentage minimal exigé pour les parties courantes qui doivent être d'un treillis d'armatures en double nappes et donnés par :

- $\tau_u \leq 0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0015 * b * L$ .
- $\tau_u > 0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0025 * b * L$ .

La section adoptée est :  $A_t = \max [A_t \text{ RPA}; A_t \text{ BAEL}]$ .

• **Exemple de calcul :**

**Voile V<sub>1x</sub> :**

- $V = 473.987 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 1.185 \text{ MPA}$

D'après le BAEL :

$$A_{BAEL} = \frac{(\tau_u \cdot S_t) b}{0,9 \cdot (F_e / \gamma_s)} = \frac{1.185 \times 20 \times 18}{0,9 \cdot 400} = 1.185 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq 1.185 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage minimal de le RPA :**

On à :  $\tau = 1.185 \text{ MPA} > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPA} \Rightarrow A_t = 0,0025 \times 18 \times 345.5 = 15.5475 \text{ cm}^2$

$A_{RPA} = 15.5475 \text{ cm}^2$  Alors :  $A_t = \max (1.185 \text{ cm}^2 ; 15.5475 \text{ cm}^2) = 15.5475 \text{ cm}^2$

$$A_t (\text{ml/ face}) = \frac{15,5475}{(2 \times 3.455)} = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml/ face}$$

• **Soit : A<sub>adopté</sub>(ml/face) = 2T12 = 2,26 cm<sup>2</sup>**

Les résultats de calcul des autres voiles sont résumés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Voiles	$\tau$ (Mpa)	$S_t$ (m)	b (m)	ABAEL ( $cm^2$ )	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(\frac{cm^2}{ml/face})$	$A_{adop} (cm^2)$
V <sub>1x</sub>	1.185	20	18	1.185	15.5475	2.25	2T12 = 2.26
V <sub>2x</sub>	1.335	20	18	1.331	19.5525	2.25	2T12 = 2.26

Tableau V-17 ferrailage horizontal des voiles sens X-X

Sens Y-Y :

Voiles	$\tau$ (Mpa)	$S_t$ (m)	b (m)	ABAEL ( $cm^2$ )	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(\frac{cm^2}{ml/face})$	$A_{adop} (cm^2)$
V <sub>1y</sub>	1.002	20	18	1.002	22.9275	2.25	2T12 = 2.26
V <sub>2y</sub>	0.896	20	18	0.896	18.2475	2.25	2T12 = 2.26
V <sub>3y</sub>	1.259	20	18	1.259	22.9275	2.25	2T12 = 2.26

Tableau V-18 ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y

V.3.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V<sub>x1</sub>) comme exemple.

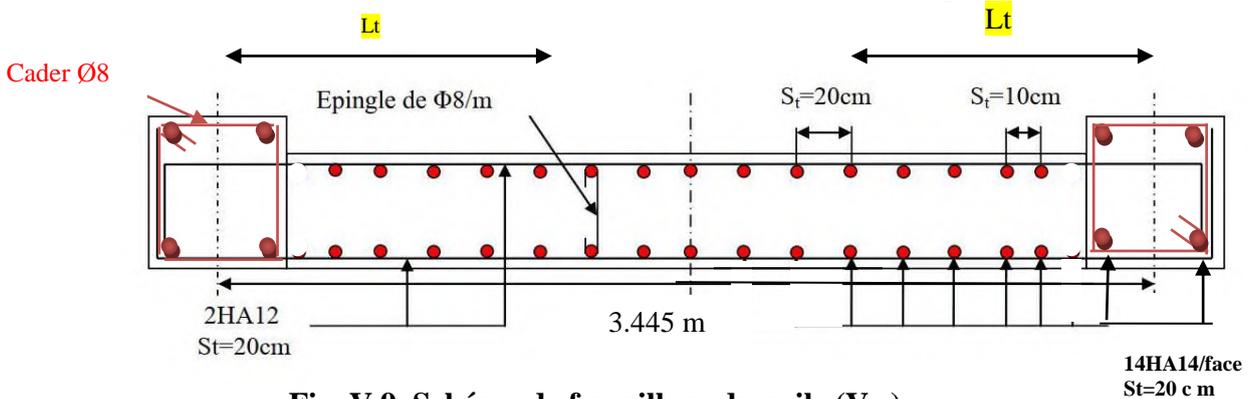


Fig. V.9. Schéma de ferrailage du voile (V<sub>x1</sub>)

V.5. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant vis-à-vis la résistance et la transmission des sollicitations donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés; d'ailleurs nous avons constaté que la section minimale d'armature exigé par le RPA99/2003 sont importante car il favorise la sécurité avant l'économie.



### VI.1. Introduction :

Les fondations servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure, à savoir : le poids propre ou charge permanente ; les surcharges d'exploitation ; les charges climatiques et sismiques.

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

### VI.2. Etude géotechnique du sol :

Nous recommandons de fonder ce projet sur des semelles superficielles isolées ancrée à partir de 4m de profondeur (niveau sous-sol) et de retenir une contrainte admissible de  $\sigma_{\text{sol}} = 3.3 \text{ bars}$ .

Les tassements seront négligeables.

### VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 3.3 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés sous poteau.
- Semelles filantes.

Tout d'abord on propose des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles

#### VI.3.1. Les surfaces nécessaires des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec  $N_s = N_G + N_Q$

$$\bar{\sigma}_{\text{so}} = 0.33 \text{ MPa}$$

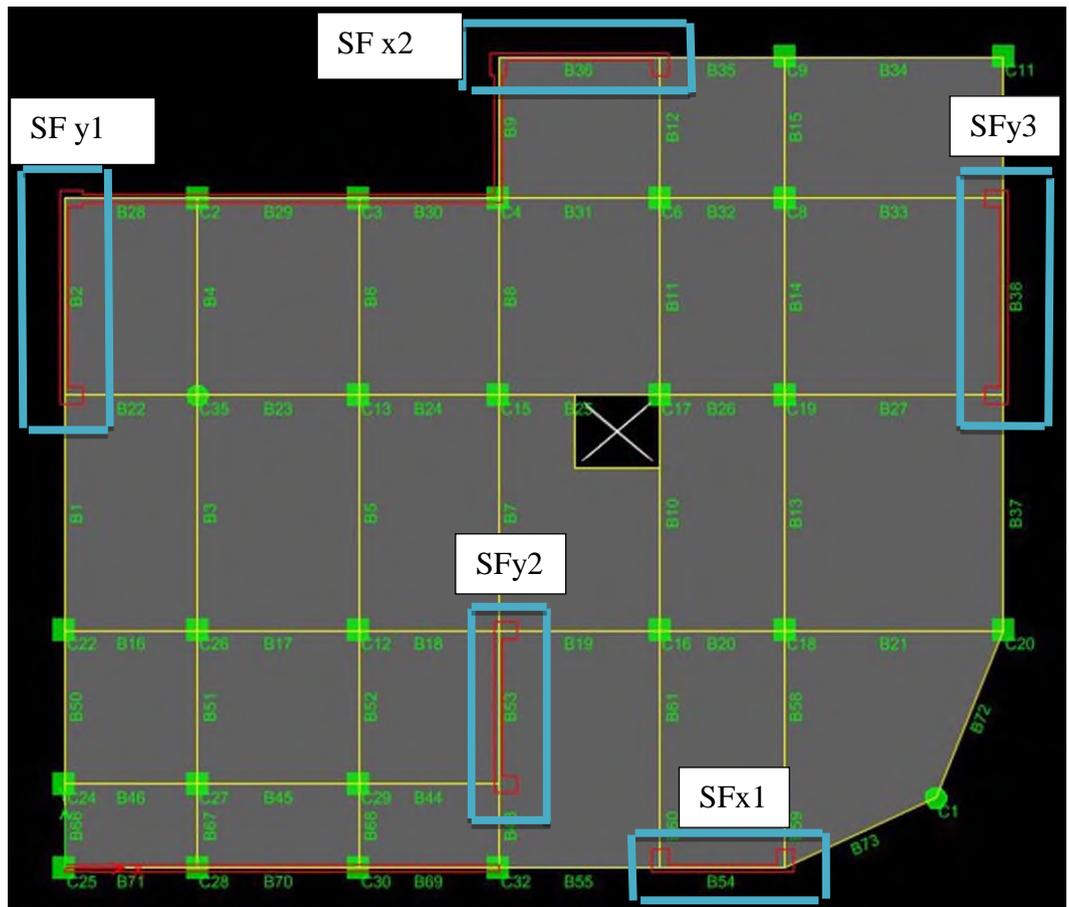


Figure VI.1 : Les numérations des semelles

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau sont données par le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Les différentes surfaces des semelles sous poteaux

semelles	Ns [KN]	Ss [m <sup>2</sup> ]	semelles	Ns [KN]	Ss [m <sup>2</sup> ]
C9	765.39	2.32	C3	690.59	2.093
C8	1357.29	4.112	C13	1809.43	5.485
C19	1779.72	5.39	C12	1356.83	4.111
C18	1858.45	5.631	C29	886.37	2.686
C6	1190.55	3.611	C30	68.7	0.21
C17	1578.65	4.783	C2	488.65	1.48
C16	1505.99	4.563	C32	440.02	1.33
C4	766.41	2.312	C26	1319.32	3.997
C28	41.24	0.12	C24	496.49	1.506
C22	777.83	2.358	C25	11.80	0.035
C15	1940.73	5.878	C27	802.01	2.430
C11	594.88	1.80	C20	1171.36	3.54

D'après le résultat, On remarque qu'il n'y a pas chevauchement entre les semelles

Les surfaces des semelles filantes revenant à chaque voile sont données par le tableau suivant :

**Tableau VI.2** : Les différentes surfaces des semelles filantes sous mur voile

semelles	Ns [KN]	Ss [m <sup>2</sup> ]	semelles	Ns [KN]	Ss [m <sup>2</sup> ]
Vy1	2172.880	6.584	Vx1	2549.92	7.727
Vy2	3373.21	10.222	Vx2	2019.57	6.12
Vy3	3397.55	10.295			

$$S_V = \sum S_i = \boxed{133.3 \text{ m}^2} \quad \text{Avec : } S_V : \text{ Surface totale des semelles}$$

$$S_{\text{bâtiment}} / S_V = 133.3/419.22=0.32$$

La surface totale des semelles représente 32% de la surface du bâtiment

Ceci nous amène à proposer :

- Des semelles isolées sous poteaux.
- Des semelles filantes sous voiles.

#### VI.4. Calcul de la semelle isolée :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée :

$$\text{ELS: } N_s = 1940.73 \text{ KN} \quad ; \quad M_s = 5.0 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU: } N_u = 2664.93 \text{ KN} \quad ; \quad M_u = 6.66 \text{ KN.m}$$

##### VI.4.1. Pré dimensionnement:

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{5.01}{1940.05} = 0.258 \text{ cm}$$

On considère une semelle rectangulaire [A\*B] située sous un Poteau carré :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \frac{A}{B} = 1 \rightarrow A = B$$

$$\sigma = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma = \left(1 + \frac{3 \times 0.00258}{B}\right) \frac{1940.05}{A \cdot B} \leq 330 \text{ kpa}$$

$$380 A^3 - 1940.05A - 15.015 \geq 0 \quad \rightarrow A \geq 2.262 \text{ m}$$

On prend A=B= 2.40m

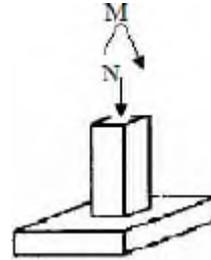
**VI.4.2 Vérification des conditions de stabilité:**

D'après le B.A.E.L 91, on a :

$$e = 0.00258 \leq \frac{A}{6} = \frac{2.40}{6} = 0.40 \dots \dots \dots \text{cv}$$

D'après le R.P.A99V2003, on a :

$$e = 0.00258 \leq \frac{A}{6} = \frac{2.40}{6} = 0.40 \dots \dots \dots \text{cv}$$

**VI.4.3 Vérification des conditions de rigidité :**

$$d \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) = 46.25\text{cm}$$

On prend;  $d = 50\text{cm} \rightarrow h = d + 5 = 55\text{cm}$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \frac{NS}{A \cdot B} = 338.986\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \frac{NS}{A \cdot B} = 334.642\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 337.9\text{KN/m}^2 \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 337.9 \leq 330\text{Kpa}$$

**VI.4.4. Calcul du ferrailage :**

$$e = 0.00258 < B/6 = 2.4/6 = 0.4$$

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tous au long de la semelle, on utilise:

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e}{B}\right) N_u = 2672.60\text{KN}$$

$$A_{xt} = A_{yt} = \frac{N'_u(A-a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = 35.52\text{cm}^2$$

On choisit : 18T16 de section  $36.19\text{cm}^2$

**Espacement :**

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \rightarrow e = 20\text{cm}$$

**Tableau VI.2 : Récapitulatif des résultats des semelles isolées**

N° semelle	Ns [KN]	Nu [KN]	Ms [KN]	e [m]	A=B	A <sub>st</sub> calculée	choix	Section (cm <sup>2</sup> )
C15	1940.73	2664.93	5.00	0.0258	2.40	35.52	18T16	36.19
C2	488.65	670.911	2.76	0.0054	1.30	10.94	8T14	12.32
C3	690.59	947.53	5.89	0.0082	1.50	17.22	12T14	18.47
C4	766.91	1052.81	2.86	0.0035	1.60	20.93	14T14	21.55
C6	1190.55	1635.67	4.79	0.004	1.80	27.54	14T16	28.15
C8	1357.29	1866.06	9.96	0.007	2.00	28.60	15T16	30.16
C9	765.39	1048.49	6.19	0.0123	1.6	11.99	8T14	12.32
C11	594.88	813.81	9.43	0.0151	1.4	13.55	9T14	13.85
C12	1356.83	1865.58	15.15	0.010	2.00	28.76	15T16	30.16
C13	1809.43	2485.36	1.97	0.003	2.20	34.12	17T16	34.18
C16	1505.99	2070.87	5.03	0.0031	2.20	32.57	17T16	34.18
C17	1578.65	2168.93	3.04	0.0018	2.00	33.96	17T16	34.18
C18	1858.45	2557.54	11.93	0.0061	2.30	33.86	17T16	24.63
C19	1779.72	2448.77	11.47	0.0063	2.30	32.47	17T16	23.09
C20	1171.36	1608.27	24.77	0.021	1.80	19.63	13T14	20.01
C22	777.83	1064.74	10.42	0.012	1.60	10.99	8T14	12.32
C24	496.49	678.61	9.46	0.017	1.20	4.45	4T14	6.16
C26	1319.32	1813.01	16.47	0.018	2.00	25.38	13T16	26.14
C27	802.01	1100.18	12.78	0.014	1.60	11.36	8T14	12.32
C29	886.37	1217.5	12.53	0.013	1.60	12.46	9T14	13.85
C32	440.02	602.4	16.9	0.029	1.30	5.7	4T14	6.16
C25	11.8	16.14	19.19	0.25	1.20	4.23	5T12	5.65
C28	41.24	56.36	63.76	0.61	1.20	5.10	6T12	6.79
C30	68.69	93.92	64.24	0.49	1.20	5.47	6T12	6.79

**VI.4.5) Vérification au poinçonnement :**

D'après le B.A.E.L 91, la condition de non poinçonnement est vérifier si :  $N_u \leq \bar{N}_t = 0,045 \cdot P_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$

Avec :  $h=0.55\text{m}$  ;  $P_c$  : le périmètre

utile.  $P_c = [(a+h+b+h) \cdot 2] = [(a+h) \cdot 4]$

$= 4,4\text{m}$

$N_u = N_{u0} \cdot (1 - \frac{s_0}{s_t})$  et  $N_{u0}$  : Effort maximal tiré à partir de logiciel

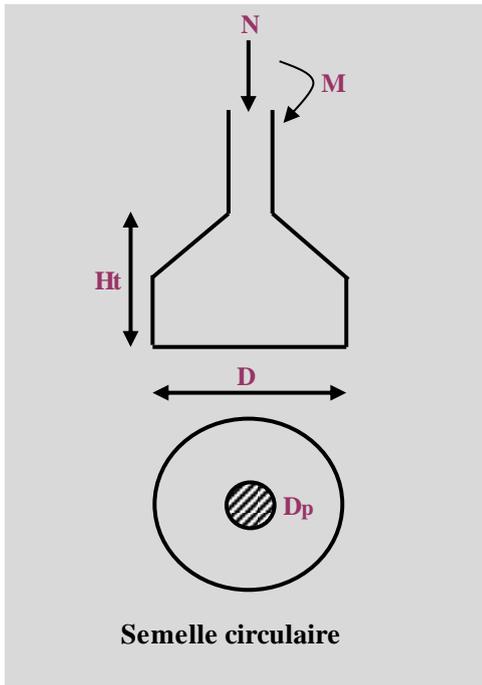
ETABS .  $N_{u0} = 1940.05 \text{ KN}$

$S_0 = (a+h) \cdot (b+h) = 1.21 \text{ m}^2$

$S_t = A \cdot B = 5.76 \text{ m}^2$

$N_u = 2.66 \text{ MN} \leq 2.75 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ cv}$

**-étude des semelles circulaire sous les poteaux C1 et C35**



**Figure VI. 2 :** dessin d'une semelle circulaire

**-Poteau C1 :**

Données relative aux chargements : ... -Données relative au poteau :

Mu (KN.m) .....	12,12	Dp (m)	0,4
Nu (KN) .....	961,04	Hp (m)	1,5
Ms (KN.m).....	8,62		
Ns (KN).....	699,8		

1°/ Dimensionnement de la semelle.....

D (m) ≥.....	1,968	On choisit : D=	2.6 m
Ht (m) ≥.....	0,6	Ht =	0.8 m

2°/ Vérification en tenant compte du poids de la semelle

N' (KN) .....	810,698
$\sigma_s$ (Mpa).....	0,158

Condition vérifiée .....

3°/ Vérification de la stabilité au renversement

3.1°/ Selon RPA.....	
4*e (cm) .....	4,253

Condition vérifiée

## 3.2°/ Selon BAEL

6\*e (cm) ..... 6,38

Condition vérifiée

## 4°/ Ferrailage de la semelle

## 4.1°/ Ferrailage orthogonale

## 4.1.1°/ ELU

e (cm) ..... 1,063

Diagramme trapézoïdale .....

$\sigma_{\max}$  (Mpa) ..... 0,216

$\sigma_{\min}$  (Mpa) ..... 0,202

$\sigma_{\text{moy}}$  (Mpa) ..... 0,213

N" (KN)..... 1130,879

Ax = Ay (cm<sup>2</sup>)..... 10,119

## 4.1.2°/ ELS

e (cm) ..... 1,063

Diagramme trapézoïdale .....

$\sigma_{\max}$  (Mpa) ..... 0,158

$\sigma_{\min}$  (Mpa) ..... 0,148

$\sigma_{\text{moy}}$  (Mpa) ..... 0,156

N" (KN)..... 828,249

Ax = Ay (cm<sup>2</sup>)..... 12,785

## 4.2°/ Ferrailage en cerces

## 4.2.1°/ ELU

A cerce (cm<sup>2</sup>) ..... 5,06

## 4.2.2°/ ELS

A cerce (cm<sup>2</sup>) ..... 6,392

## 5°/ Répartition du ferrailage dans la semelle ...

NB : Toutes les barres sont munies de crochets

On divise la semelle en 3 parties égales, 50% est placées dans la partie centrale et 25% dans chaque partie latérale

**Tableau VI.3:** Les sections des semelles circulaires

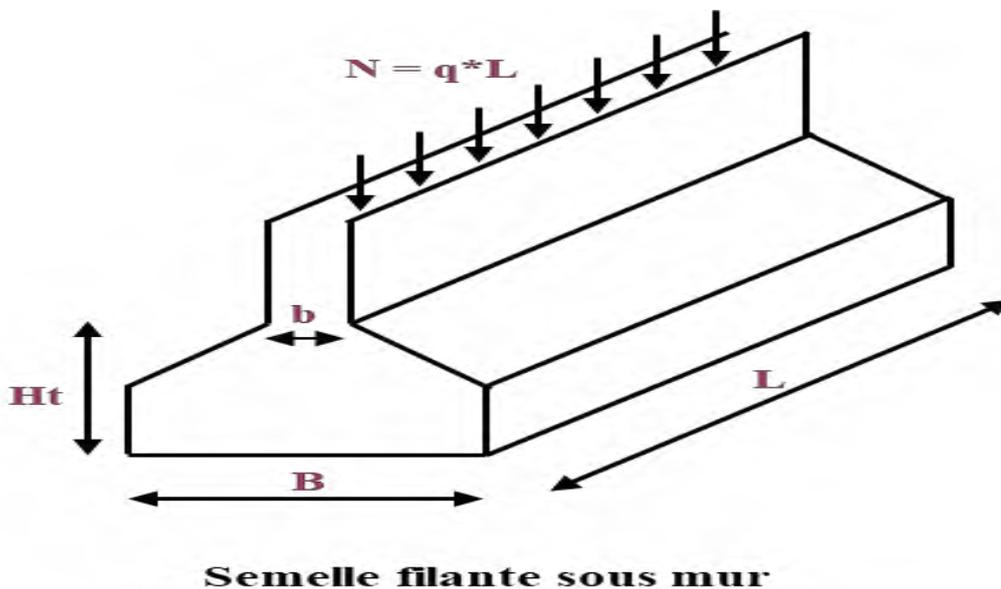
Type	D [m]	$\sigma_{moy}$ (Mpa)	$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol} = 0.33$
Poteau C1	0.4	0.156	Condition vérifié
Poteau C35	0.5	0.22	Condition vérifié

**Tableau VI.4 :** Le ferrailage des semelles circulaire.

Type	$A_{st}$ calculé [cm <sup>2</sup> ]		$A_{st}$ choisie [cm <sup>2</sup> ]	
	Sens orthogonal $A_x=A_y$	En cerce	Sens orthogonal $A_x=A_y$	En cerce
P C1	12.78	6.39	9T14 = 13.85	5T14 = 7.7
P C35	19.44	9.72	10T16 = 20.11	7T14=10.78

## VI.5 Calcul de la semelle continue sous mur voile :

### VI.5.1) Pré dimensionnement

**Figure VI.3 :** semelle filante sous mur.

## Données relative au chargement

$M_u$  (KN.m) 226,76  
 $N_u$  (KN) 3493,49  
 $M_s$  (KN.m) 156,91  
 $N_s$  (KN) 2549,92

## Données relative au mur

$b$  (m) 0,18  
 $h_m$  (m) 1,5  
 $L$  (m) 3,455

On ajoute des débords de 1m de part et d'autre de la semelle, ainsi on aura une longueur de semelle égale à 5.455

## 1°/ Dimensionnement de la semelle

$B$  (m)  $\geq$  1,169      On choisit  $B = 1,6$  m et  $H_t = 80$  cm  
 $H_t$  (m)  $\geq$  0,455

## 2°/ Vérification en tenant compte du poids de la semelle

$N'$  (KN) 2761,301  
 $\sigma$  (Mpa) 0,336

Condition vérifiée

## 3°/ Vérification de la stabilité au renversement

## 3.1°/ Selon RPA

$4^*e$  (cm) 22,73

Condition vérifiée

## 3.2°/ Selon BAEL

$6^*e$  (cm) 34,095

Condition vérifiée

## 4°/ Ferrailage de la semelle

## 4.1°/ Sens principale ( // B )

## 4.1.1°/ ELS

$e$  (cm) 5,682

Diagramme trapézoïdale

$\sigma_{max}$  (Mpa) 0,336  
 $\sigma_{min}$  (Mpa) 0,297  
 $\sigma_{moy}$  (Mpa) 0,326  
 $N''$  (KN) 2845,328

A//B (cm<sup>2</sup>) 33,397

4.2°/ Sens secondaire ( // L )

4.2.1°/ ELS

A//L (cm<sup>2</sup>) 8,349

5°/ Ferrailage min de la semelle ( // L )

Amin (cm<sup>2</sup>) 10,91

### VI.5.2) Récapitulatif des différentes semelles filantes :

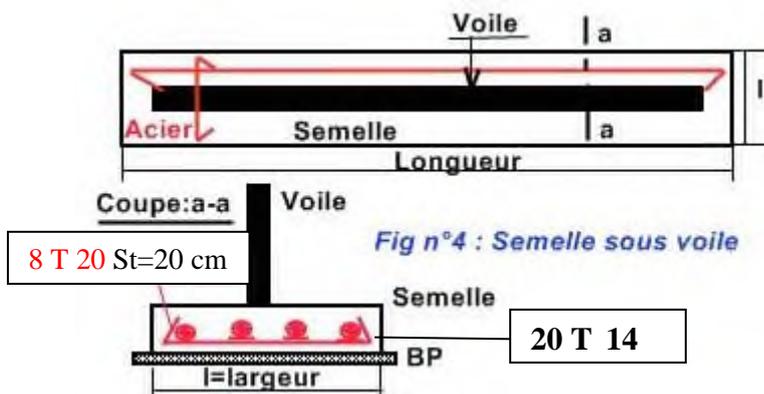
**Tableau VI.5:** Les sections des différentes semelles filantes.

Type	L [m]	B [m]	Ht [m]	e(cm)	$\sigma_{moy}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol}$
SF x1	5.455	1.6	0.8	5.682	326	cv
SF x2	6.345	1.6	0.8	7.387	248	cv
SFy1	6.695	1.4	0.8	13.40	275	cv
SF y2	5.655	2.2	0.8	3.98	300	cv
SF y3	6.695	2	0.8	2.67	281	cv

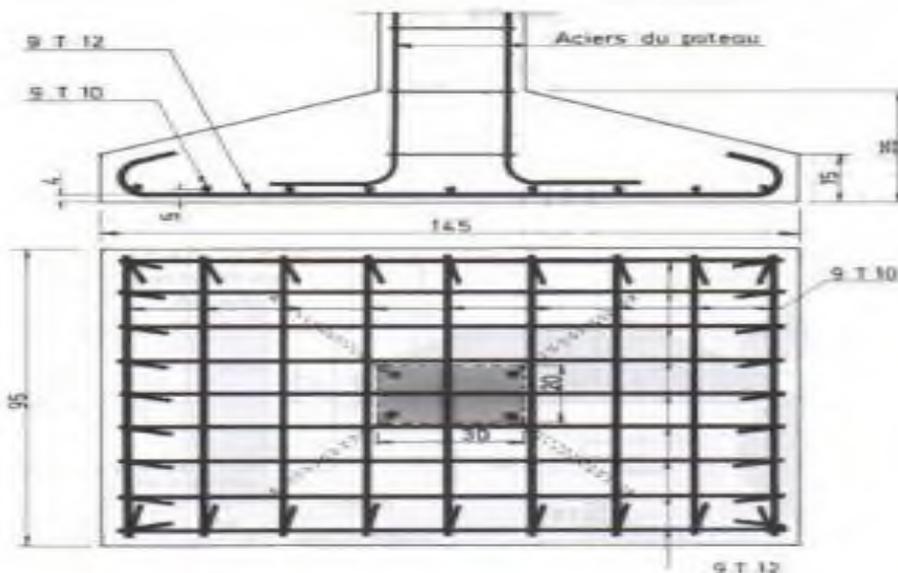
**Tableau VI.6 :** Le ferrailage des différentes semelles filantes sous voile

Type	A <sub>st</sub> calculé [cm <sup>2</sup> ]		A <sub>st</sub> choisie [cm <sup>2</sup> ]	
	Sens principale (//B)	Sens secondaire (// L)	Sens principale (//B)	Sens secondaire (// L)
SF x1	30.71	25.10	20T14 = 30.79	8T20 = 28.13
SF x2	27.68	6.92	19T14 = 29.25	7T12 = 7.92
SF y1	25.99	6.498	18T14 = 27.71	7T12 = 7.92
SF y2	62.52	15.63	20T20 = 62.83	14T12 = 15.83
SF y3	56.60	14.15	9T16 18.10	19T20 = 59.69

• Les chemins de ferrailage des semelles



**Figure VI.4 :** chemins de ferrailage de la semelle filante x1



## VI.6) étude des longrines :

### VI.6.1. Introduction :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations et qui permettent en même temps de résister à un effort de traction [f] d'où :

$$f = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KN}$$

Avec : N : la valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisés [N= 1940.73KN].

$\alpha$  : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site : S1 →  $\alpha=15$   
 $f = 1940.73/15 = 129.33 > 20$  .....condition vérifier

D'après le RPA99V2003, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :  
 Pour site S1 : (25\*30) cm<sup>2</sup>  
 On choisit une section de S= (30\*30) cm<sup>2</sup>

### VI.6.2) Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{0.1293}{348} = 3.715 \text{cm}^2$$

D'après le RPA99V2003, la section minimale est de : A  
 min = 0.6%\*30\*30 = 5.4 cm<sup>2</sup>  
 On choisit : 6T12 de section 6.79 cm<sup>2</sup>.

### Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{st \min} \geq b * h * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.3 * 0.3 * \frac{2.1}{400}$$

$A_{st \min} \geq 4.725 \text{ cm}^2$ .....cv

### VI.6.3. Calcul du ferrailage transversal :

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, le choix de la section d'un seul corps transversal sera  $A_t = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

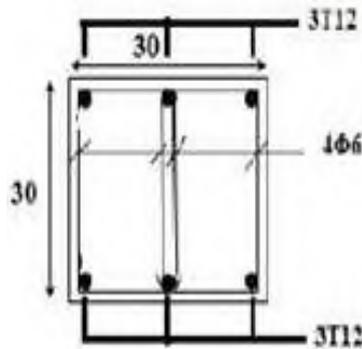
### VI.6.1. Espacement des cadres :

D'après le RPA99v2003 on a :

$$S_t \leq \min(15 \phi, 20 \text{cm})$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1.20, 20 \text{cm})$$

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

**Figure VI.5:** Ferrailage de la longrine

## VI.7. Etude de voile périphérique : (voile de soutènement)

### VI.7.1) Dimensionnement :

D'après RPA99V2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur  $\geq 15$  cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)

Un recouvrement de  $40\phi$  pour les renforcements des angles. On

adopte une épaisseur :  $e=20$ cm

La hauteur de voile périphérique :  $h=3.7$ mG :

surcharge d'exploitation  $Q=1,5$  KN/m<sup>2</sup>

$\gamma$  : Poids volumique de la terre  $\gamma = 17$  KN/m<sup>3</sup>

$\phi$  : Angle de frottement interne du sol  $\phi = 40^\circ$

$K_a$ : coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \frac{k_a}{\cos(\beta - \lambda)} \text{ avec } (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a = K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 (25^\circ) \rightarrow K'_a = K_a = 0,217$$

### VI.7.2) Détermination des sollicitations:

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres.
- Effet de surcharge.

- La charge pondérée.

**VI.7.3) Calcul de la force de poussée :**

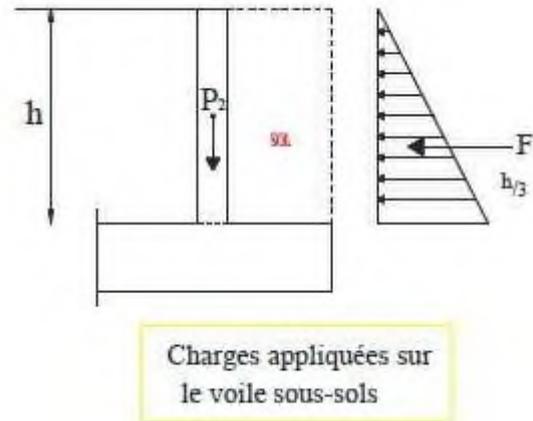
$$P1 = Ka \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

h: hauteur du voile p1 :

poussée de terre

$$P1 = 0,217 \times 17 \times \frac{3.7^2}{2} = 25.25 \text{ kn/ml}$$

$$P1 = 2.525 \text{ t/ml}$$



**Figure V.6 :** Charges appliquées sur le voile sous-sols

**-Poussée supplémentaire due à la surcharge :**

$$q=10 \text{ kn/m}$$

$$P2=K'_{a} \cdot q \cdot h = 0,217 \times 1 \times 3.7 = 0,803 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p2 est alors un rectangle de hauteur h et de labase  $K'_{a} \cdot q$ , et la résultante p2 passe au milieu de la hauteur du mur.

**-La charge pondérée :**

$$Q=1.35p1+1.5p2 = 1.35 \times 2.525+1,5 \times 0,803$$

$$Q= 4.613 \text{ t/ml}$$

**VI.7.4) Calcul du ferrailage :**

Le mur sera calculé comme des dalles encastrées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres, et chargées par la poussée des terres ; pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$L_x = 3.7 \text{ m}$  (le sens de grande flexion)

$L_y = 3.96 \text{ m}$  (le sens de petite flexion)

$$L_x/L_y = 3.7/3.69 = 0.9 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travail dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{oy} = M_{ox} \cdot \mu_y \quad \text{avec} \quad \alpha = 0.65 \quad \mu_x = 0,0751$$

$$V = 0 \text{ (ELU)} \quad \mu_y = 0,3613$$

$$M_{ox} = 0.0751 \times 46.13 \times 3.7^2 = 47.427 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moy} = 47.427 \times 0,3613 = 17.135 \text{ KN/m}$$

- Sens-x

Le moment total appliqué sur la dalle: Pour  $M_x$  :

➤ ELU

$$M_t = 0,75 \cdot M_x \text{ avec } M_x = 47.42 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t =$$

$$35.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,03557}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,0774$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.1$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,173 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,03557}{0,173 \times 348} \rightarrow A_{st} = 5,908 \text{ cm}^2$$

- Sens-y

Le moment total appliqué sur la dalle:

Pour  $M_y$  :

➤ ELU

$$M_t = 0,75 M_y \text{ avec } M_y = 17.135 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 12.851 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,01285}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,028$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0355$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,177 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,01285}{0,177 \times 348} \rightarrow A_{st} = 2,086 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

**Sens y** : d'après le RPA99V2003 :

$$A_{y \min} = 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{mlD}' \text{ après le}$$

BAEL91 :

$$A_{y \min} = 8\% h = 0,08 \times 20$$



= 1,6 cm<sup>2</sup>/ml On choisi

**4T10** de section **3,14**cm<sup>2</sup>

**Sens x** : d'après le RPA99V2003 :

$$A_{y \min} = 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2$$

cm<sup>2</sup>/ml D'après le BAEL91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} (3 - \alpha) / 2 = 1,6$$

$$(3 - 0,65) / 2 A_{x \min} = 1,88 \text{ cm}^2$$

On choisi **4T14** de section **6,16** cm<sup>2</sup>

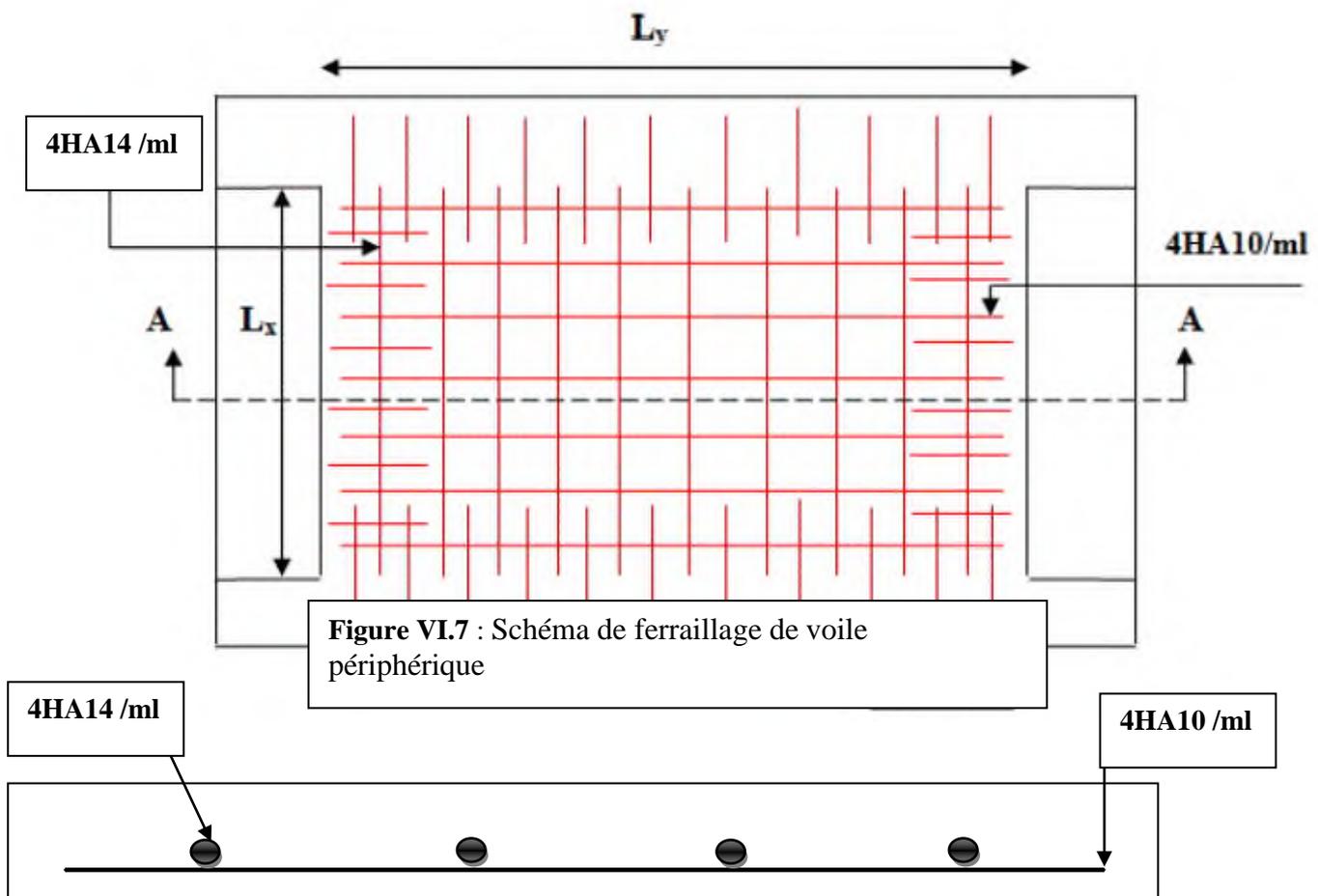


Figure VI.8 coupe A-A

**Conclusion**

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol, on adopte des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles

### Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul ETABS et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA93 et le BAEL99. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économique et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.

L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Pour l'infrastructure, les semelles isolées sous poteaux et semelles filantes pour les voiles est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.