

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*  
*Université A. MIRA – Béjaïa*



*Faculté de technologie*  
*Département de Génie Civil*

*Présenté par :*

**SLIMANI AZZEDDINE**

**TETAH MOHAMED**

*Dans le cadre de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil*

*Option : Structures*

## ***Thème***

---

Étude d'un bâtiment (R+7) en béton armé, à usage  
d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles  
portiques)

---

**Mr ATTAL.R**

**Mme OUARI Nadia**

**Mme S. HAMOUCHE**

**Président**

**Encadreur**

**Examineur**

Année universitaire : 2024/2025

# Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier notre Dieu le tout puissant, pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous exprimons toute notre gratitude et nos remerciements, particulièrement à notre promoteur Mme OUARI Nadia, par son talent extraordinaire a pu sans aucune difficulté, nous enseigner le génie civil ainsi pour son soutien, sa disponibilité, son amitié et son accueil chaleureux au cours de notre formation.

Et sans oublier tous nos professeurs pour leur précieux conseil et leur patience qui ont contribué à notre formation.

Notre gratitude aux membres du jury qui nous font l'honneur de juger et examiner notre travail de fin d'étude.

Et enfin un grand merci à nos parents et notre famille pour leur soutien, leur patience et qui nous ont encouragés à suivre nos études.

Azzeddine et Mohamed

# *Dédicaces*

*A mes très chers parents qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère que vous trouverez dans ce travail toute ma reconnaissance dont votre patience et sacrifices s'inscrivent à chaque page de ce document. Puisse dieu, vous procures santé, bonheur et longue vie*

*A ma sœur Djamila, mon frère Alaa ddine.*

*A mes grands-parents et à ma grand- mère que dieu procure paix à leur âme, à ma grand- mère que dieu lui procures santé et longue vie.*

*A les deux frère aussi :M.AMINE ,M,ABDE.ALAZIZE*

*A toute ma famille*

*A tous mes meilleurs(es) amis(es) en particulier :  
B.Amine,CH.Ahmed,M.Dehmane,H.kocailla,H.kamel,H.fayçal,H.athema  
n,G.farid,B.Zaki,Koukos,B.meziane,tout les médecines(taher,ghano,imad  
mouaad,nazim,alaa),M.idir,B.farid.*

*A mon binôme lezlmia tetah, pour son dévouement, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.*

*À Madame Ouari : le grand mérite vous revient, Madame, pour votre encadrement, votre bienveillance et votre disponibilité tout au long de ce travail.*

*A tous ceux que j'ai oubliés pour leurs encouragements.*

AZZEDDINE

# *Dédicace*

*C'est avec une profonde émotion que je dédie ce modeste travail à toutes les personnes qui ont cru en moi et qui m'ont toujours encouragé, en particulier :*

*À mes chers parents, je vous exprime toute ma gratitude pour vos sacrifices, votre soutien et tout l'amour que vous m'avez donné.*

*À la mémoire de mes deux frères et sœur, dont l'absence m'attriste profondément, que Dieu les accueille dans son vaste paradis.*

*À mes chers frères (Samir, Nassim, Abdelhak) et à mes chères sœurs (Noura, Rebiha, Nassiba, Lynda- Sonia).*

*Je n'oublie bien évidemment pas ma chère Leticia.*

*À mes chers amis ( Zemi Lyes, Dady, Izem , Fayçal, Ahmed, Dris, Mehdi, Hamza , Mouhand ,Abderahmane ).*

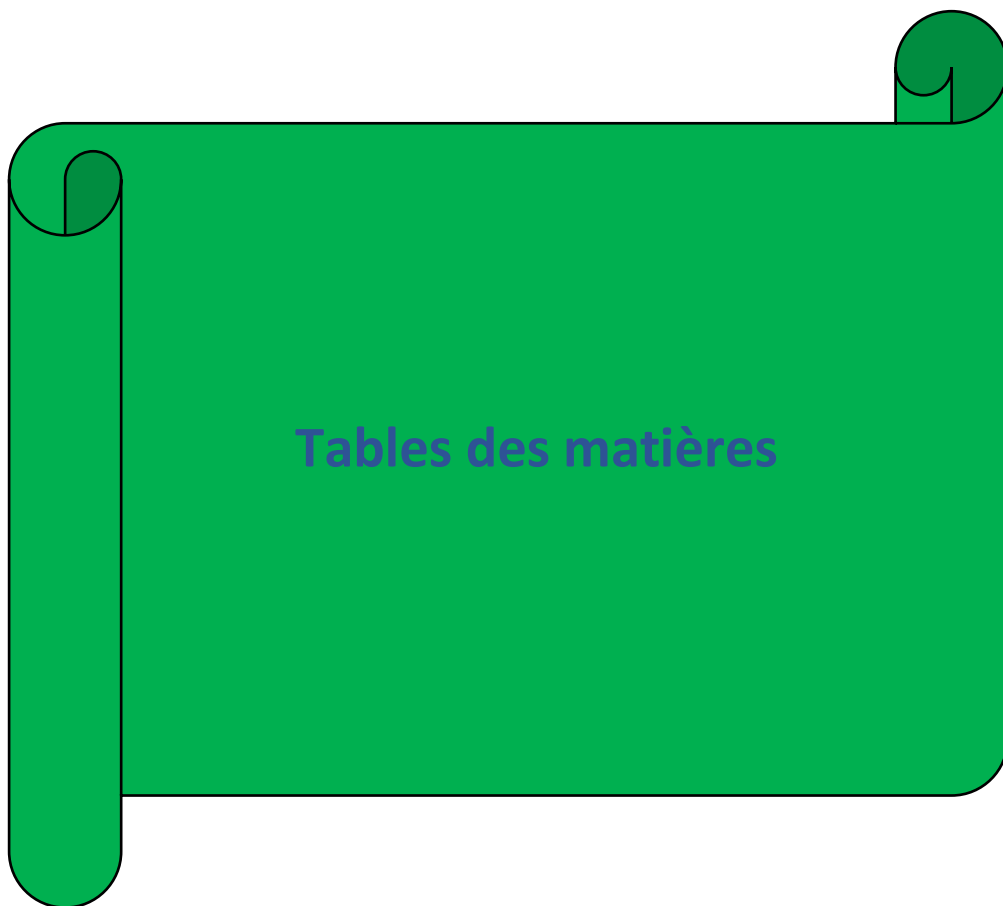
*À mon cher ami Amine, à son épouse Meriem et à ses parents (Himi et Khadidja).*

*À mes chères enseignants et collègues de ma promo génie civil 2025.*

*À Madame Ouari : le grand mérite vous revient, Madame, pour votre encadrement, votre bienveillance et votre disponibilité tout au long de ce travail.*

**MOHAMED**





## Tables des matières

## Chapitre I:

I.1. Introduction .....	Error! Bookmark not defined.
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	Error! Bookmark not defined.
I.3 Caractéristique de l'ouvrage.....	Error! Bookmark not defined.
I.3.1 Caractéristique géométriques et architecturales .....	Error! Bookmark not defined.

## Chapitre II:

II.1. Introduction :	Error! Bookmark not defined.
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires : .....	Error! Bookmark not defined.
II.2.1.2 Les poutrelles .....	Error! Bookmark not defined.
II.2.1.3. Plancher en dalle pleine .....	Error! Bookmark not defined.
II.2.1.4 Les escaliers .....	Error! Bookmark not defined.
II.5 Acrotère : .....	Error! Bookmark not defined.
II.2.2. Les poutres.....	Error! Bookmark not defined.
II.2.2.1 Les voiles de contreventement : .....	Error! Bookmark not defined.
II.2.3 Poutres : .....	Error! Bookmark not defined.
II.3 Evaluation des charges .....	Error! Bookmark not defined.
II.4 Les poteaux.....	Error! Bookmark not defined.
II.5. CONCLUSION	Error! Bookmark not defined.

## Chapitre III:

III.1. Introduction : .....	Error! Bookmark not defined.
III.2. Plancher : .....	Error! Bookmark not defined.
III.1.4. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles .....	Error! Bookmark not defined.
III.2. Étude des dalles pleines .....	Error! Bookmark not defined.
III.3. Etude des escaliers .....	Error! Bookmark not defined.
III.3. Etude de La poutre palière .....	Error! Bookmark not defined.
III.4. Étude de l'acrotère .....	Error! Bookmark not defined.
III.4.5. Vérifications à l'ELU .....	Error! Bookmark not defined.
III.5. Étude de l'ascenseur : .....	Error! Bookmark not defined.
III.6. Conclusion : .....	Error! Bookmark not defined.

## Chapitre IV:

IV.1. Introduction .....	Error! Bookmark not defined.
--------------------------	------------------------------

IV .3. Modélisation de la structure.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
IV.5. Spectre de réponse sismique (A4.2.3. RPA99/2003) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
IV.6. Résultats obtenus après modélisation .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
IV.6.3. Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure).....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
IV.6.5. Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P. A99/2003).....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
IV.7. Justification de la sécurité de l'ouvrage .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
IV.7.1 Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P. A99/2003) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
IV.7.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P. A99/2003) ...	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
IV.7.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
IV.8. Conclusion	<b>Error! Bookmark not defined.</b>

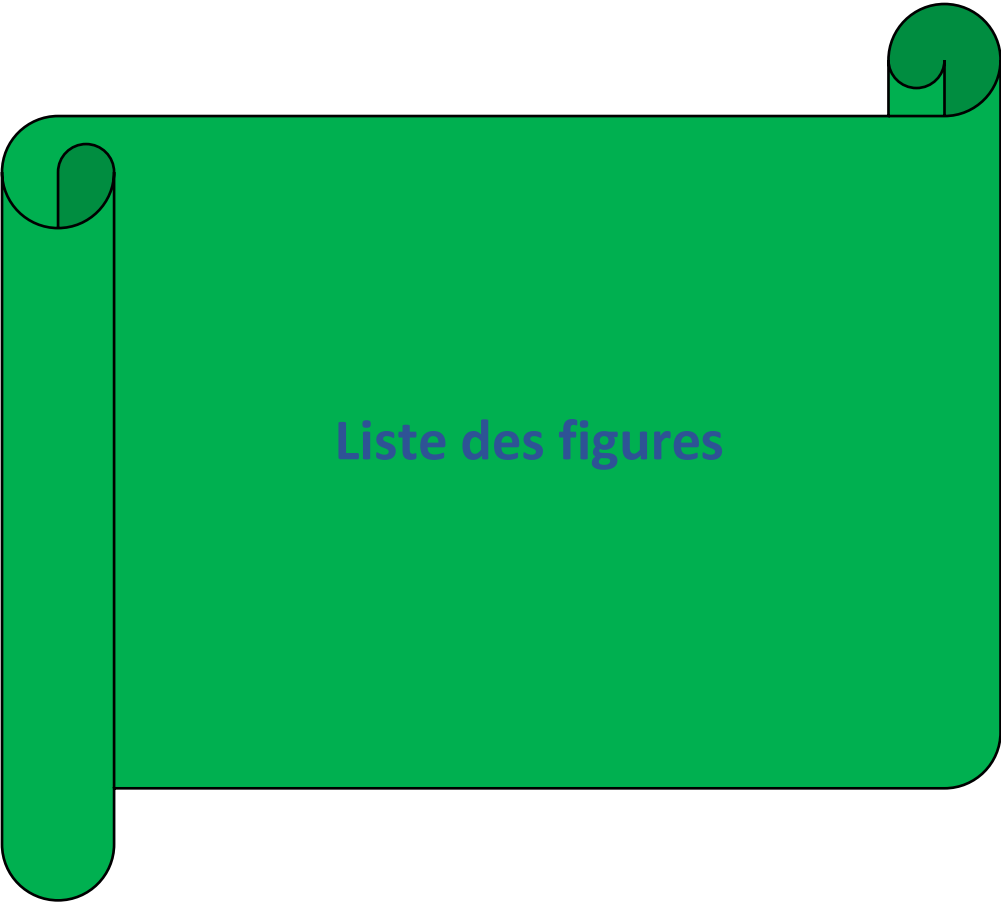
## **Chapitre V:**

V.I. Introduction.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
V.2.Étude des poutres .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
V.2.1. Introduction .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
V.2.2. Recommandations du RPA99v2003 : .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
V.2.3. Dispositions constructives des portiques : (Selon le RPA 99) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
V.3.Étude des poteaux .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
V.3.2.1. Armatures longitudinales .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
V.3.2.2. Armatures transversales.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
V.4.Ferraillage.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
V.5. Étude des voiles .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
V.5.5. Les Voiles à étudier .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
V.6.Conclusion .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>

## **Chapitre VI:**

VI .1.Introduction .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.2.Choix de type de fondations .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.3.Combinaisons d'actions à considérer.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.4.Étude des fondations (banquet inférieure) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.4.1. Vérification des semelles isolées .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.4.2. Vérification des semelles filantes .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.5. Les Vérifications nécessaires .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.5.1. Etude des semelles filantes :.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.5.3. Etude des poutres rigidité .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>

VI.6. Étude des fondations (banquet supérieure) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.6.1.Vérification des semelles filantes .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.6. Ferrailage :.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.7.. Etude poutre rigidité.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.7.Etude de la longrine : .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.8. Etude du voile périphérique .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.8.5.Ferrailage du voile .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
VI.9.CONCLUSION	<b>Error! Bookmark not defined.</b>

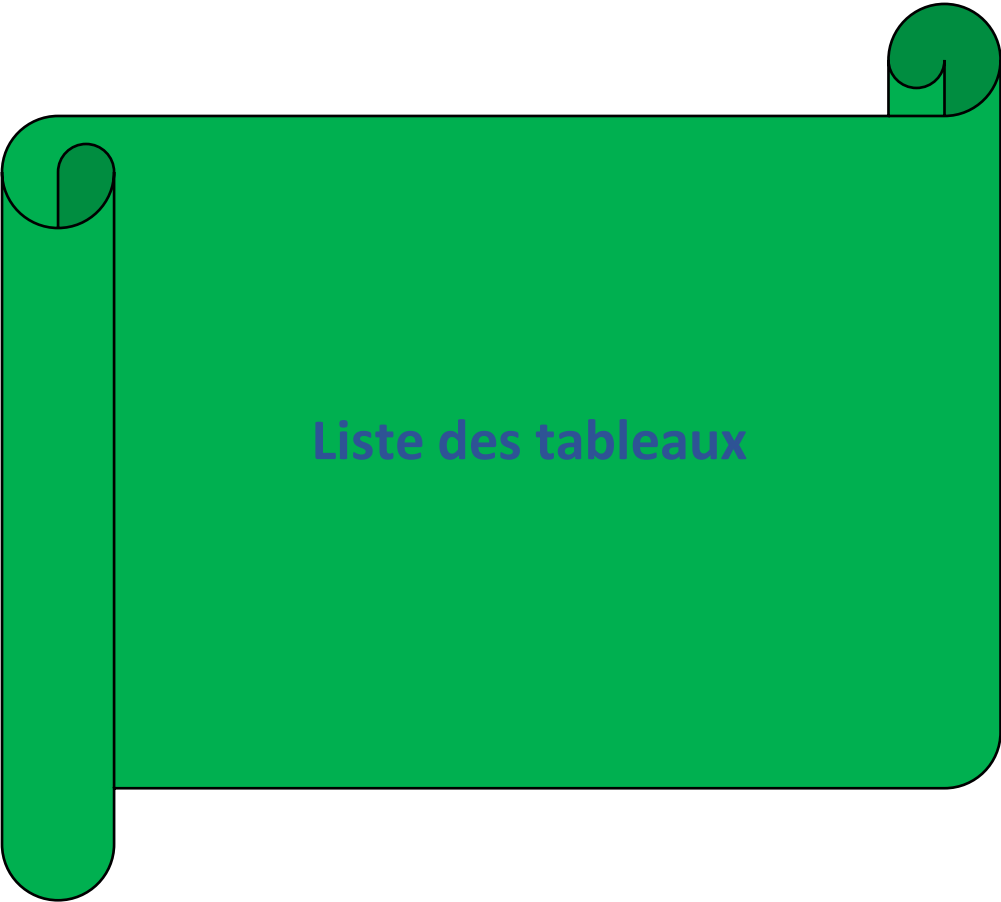


Liste des figures

Fig. II 1: Plancher à corps creux .....	2
Fig. II 2: Vue en plan de disposition des poutrelles.....	3
Fig. II 3 Schéma d'une poutrelle .....	4
Fig. II 4: Dalle sur trois Appuis .....	5
Fig. II 5: Dalle sur quater Appuis.....	5
Fig. II 6: Schéma des escaliers.....	6
Fig. II 7: Schéma dimension les escaliers.....	6
Fig. II 8: Dimension de l'acrotère .....	8
Fig. II 9: poteau .....	12
Fig. II 10: Surface afférente du poteau P3 .....	13
Fig. II 11: Surface afférente du poteauP3.....	14

Fig. III 1: panneau de dalle (poste transforme).....	30
Fig. III 2: Section de la dalle pleine a ferrailé .....	30
Fig. III 3: Schéma de ferrailage de la dalle poste transforme.....	34
Fig. III 4: Panneau balcon.....	35
Fig. III 5: Section de la dalle pleine a ferrailé .....	35
Fig. III 6: Schéma de ferrailage de dalle balcon Dp2.....	39
Fig. III 7: Schéma statique de l'escaliers. ....	39
Fig. III 8: Schéma ferrailage des escaliers .....	44
Fig. III 9: Schéma statique de la poutre palière .....	44
Fig. III 10: schéma de ferrailage de la poutre palière. ....	48
Fig. III 11: Coupe transversale de l'acrotère. ....	48
Fig. III 12: Section à ferrailer. ....	50
Fig. III 13:schéma ferrailage de l'acrotère. ....	52
Fig. III 14: Ascenseur électromécanique.....	53
Fig. III 15: Schéma représentant la surface d'impact .....	57
Fig. III 16: Schéma de ferrailage d'ascenseur.....	59

Fig. IV 1: Modélisation 3D de la Super- structure.....	61
Fig. IV 2: disposition des voiles .....	62
Fig. IV 3: Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003 .....	65



Liste des tableaux

Table. II 1: Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible .....	10
Table. II 2: Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (Dalle pleine) .....	10
Table. II 3: Evaluation des charges du plancher étage courant .....	10
Table. II 4: Evaluation des charges du plancher étage courant (Dalle pleine) .....	11
Table. II 5: Evaluation des charges de la dalle pleine .....	11
Table. II 6: Evaluation des charges sur la volée (e =15cm) .....	11
Table. II 7: Evaluation des charges sur le palier (e =15cm).....	12
Table. II 8: Evaluation des charges du mur extérieur .....	12
Table. II 9: Evaluation des charges du mur intérieur.....	12
Table. II 10: sections des poteaux préalables .....	13
Table. II 15: Descente de charge du poteau P3 .....	15
Table. II 17: Vérification à la compression simple.....	17
Table. II 18: Vérification au flambement.....	19
TAB .III 1:Types de poutrelles dans toutes les niveaux. ....	20
TAB .III 2: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles. ....	20
TAB .III 3: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles. ....	21
TAB .III 4: Le calcul du ferrailage à Appuis intermédiaires.....	23
TAB .III 5: Le calcul du ferrailage à Appuis de rive.....	23
TAB .III 6: Les schémas de ferrailage des poutrelles. ....	29
TAB .III 7: Vérification des contraintes. ....	32
TAB .III 8: Vérification des contraintes d'acier.....	33
TAB .III 9: Évaluation de la flèche dans la dalle pleine Dp1. ....	34
TAB .III 10: Vérification des contraintes. ....	37
TAB .III 11: Vérification des contraintes d'acier.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
TAB .III 12: Évaluation de la flèche dans la dalle pleine Dp2. ....	38
TAB .III 13: Schéma Statique d'escalier à ELU et ELS.....	39
TAB .III 14: les sollicitations dans l'escalier.....	41
TAB .III 15: Calcul du ferrailage d'escalier .....	42
TAB .III 16: Vérification des contraintes de compression dans le béton. ....	43
TAB .III 17: vérification de la flèche d'escalier. ....	43
TAB .III 18: les sollicitations dans la poutre palière.....	45
TAB .III 19 : Calcul le ferrailage poutre palier .....	46
TAB .III 20: Vérification des contraintes de compression dans le béton. ....	47
TAB .III 21: Les sollicitations de l'acrotère. ....	49
TAB .III 22: ferrailage de l'acrotère .....	50
TAB .III 23: Evaluation des charges et surcharges d'ascenseur .....	54
TAB .III 24: calcul le ferrailage d'ascenseur .....	56
TAB .III 25: Ferrailage de la dalle supérieure d'ascenseur. ....	59
TAB .III 26: Vérification de la condition de non fragilité.....	59
Table. IV 1: Valeurs de T1 et T2 .....	60
Table. IV 3: Détermination du "x (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003).....	63
Table. IV 3: Valeurs des pénalités .....	64
Table. IV 4: Périodes Participation massiques et nombre de modes à considérer .....	66
Table. IV 5: Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.....	67
Table. IV 6: réponses de deux modes de vibration .....	68
Table. IV 7: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base .....	68
Table. IV 8: Vérification de déplacement inter-étages.....	68
Table. IV 13: Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	69
Table. IV 14: Caractéristiques géométriques et structurales de la structure .....	70
Table. IV 15: Vérification de l'effort normal réduit	70



A green scroll-like background with rounded corners and a vertical strip on the left side, resembling a rolled-up document.

# **Chapitre I**

## **Généralités**

## I.1. Introduction

Le béton armé est parmi les matériaux de construction qui sont les plus utilisés et les plus économiques dans la plupart des constructions. Il est le plus répandu dans notre pays, de fait que la majorité des ouvrages sont construits en béton armé. Il constitue une branche de génie civil qui a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui nous a été confié est un bâtiment R+7 à usage habitation implanté à BEJAIA (sidi boudrahem), qui est une ville classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de sismicité élevée (**Ila**). (**Art : 3.2 RPA99 2003**).

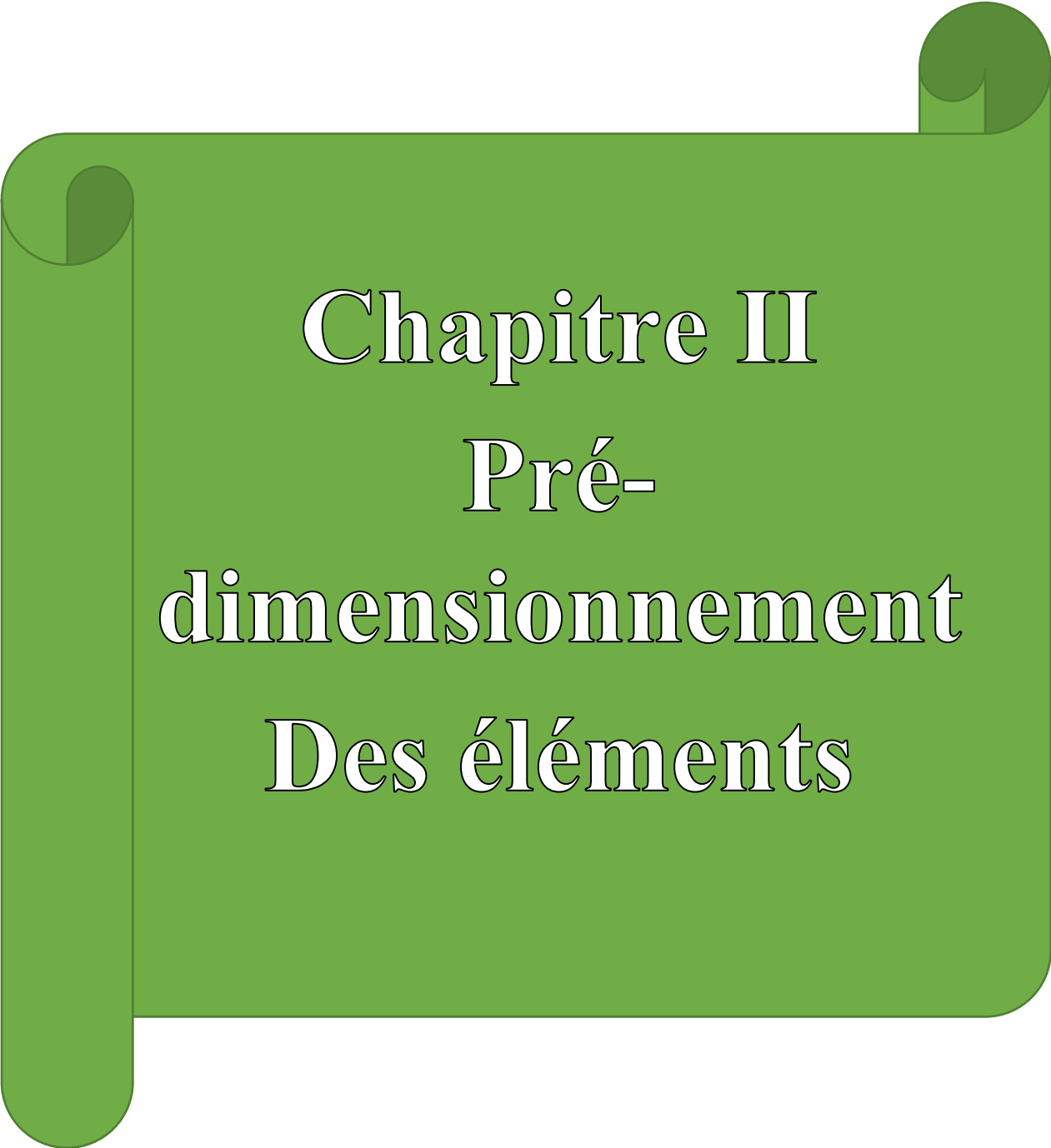
## I.3 Caractéristique de l'ouvrage

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+7 en béton armé composé :

- L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de voiles.
- RDC et 1ere étage a usage habitation deux logements et chaque logement par niveau : 2F3
- 06 étages à usage d'habitation avec deux logements et chaque logement par niveau : 4F3  
configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation. D'après la classification des RPA99 version 2003 :
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m. • Le bâtiment est implanté dans une zone d'élévée sismicité (Zone **Ila**). • Le site est considéré comme meuble (S2).

### I.3.1 Caractéristique géométriques et architecturales

- Longueur : 27.25m
- Largeur : 21 m
- Hauteur total du bâtiment (y compris l'acrotère) : 25.08 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.06m
- Hauteur des autres étages : 3.06 m
- Hauteur de l'acrotère : 0.60m

A green scroll-like background with rounded corners and a vertical strip on the left side, resembling a book cover or a document page.

# Chapitre II

## Pré- dimensionnement Des éléments

## II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments est une étape préliminaire dans la conception des structures. Il consiste à estimer les dimensions approximatives des éléments structuraux (poutres, poteaux, dalles, etc.) avant l'analyse détaillée et le calcul final.

Dans ce qui suit, on effectue un pré dimensionnement des éléments secondaires ainsi que des éléments principaux

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

### II.2.1. Plancher :

#### a.1. Plancher à corps-creux :

Le plancher à corps creux est l'un des types de planchers les plus couramment utilisés dans le domaine du bâtiment. Les corps creux, fabriqués en béton, jouent le rôle de coffrage perdu pour la dalle. Ce type de plancher se compose de plusieurs éléments : les corps creux, les poutrelles, la dalle de compression et le treillis soudé.

Avant de commencer le dimensionnement du plancher à corps creux, il est essentiel de déterminer la disposition des poutrelles. Pour cela, deux critères principaux sont pris en compte :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

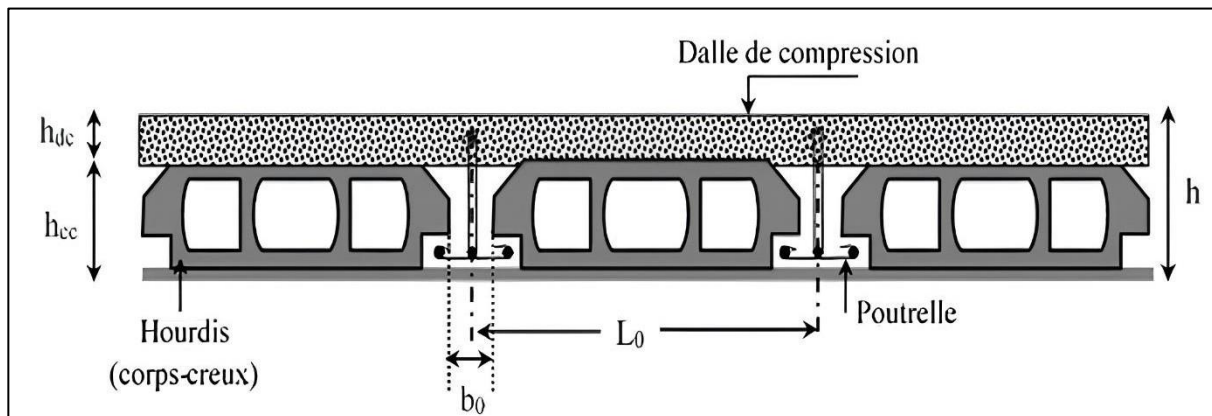


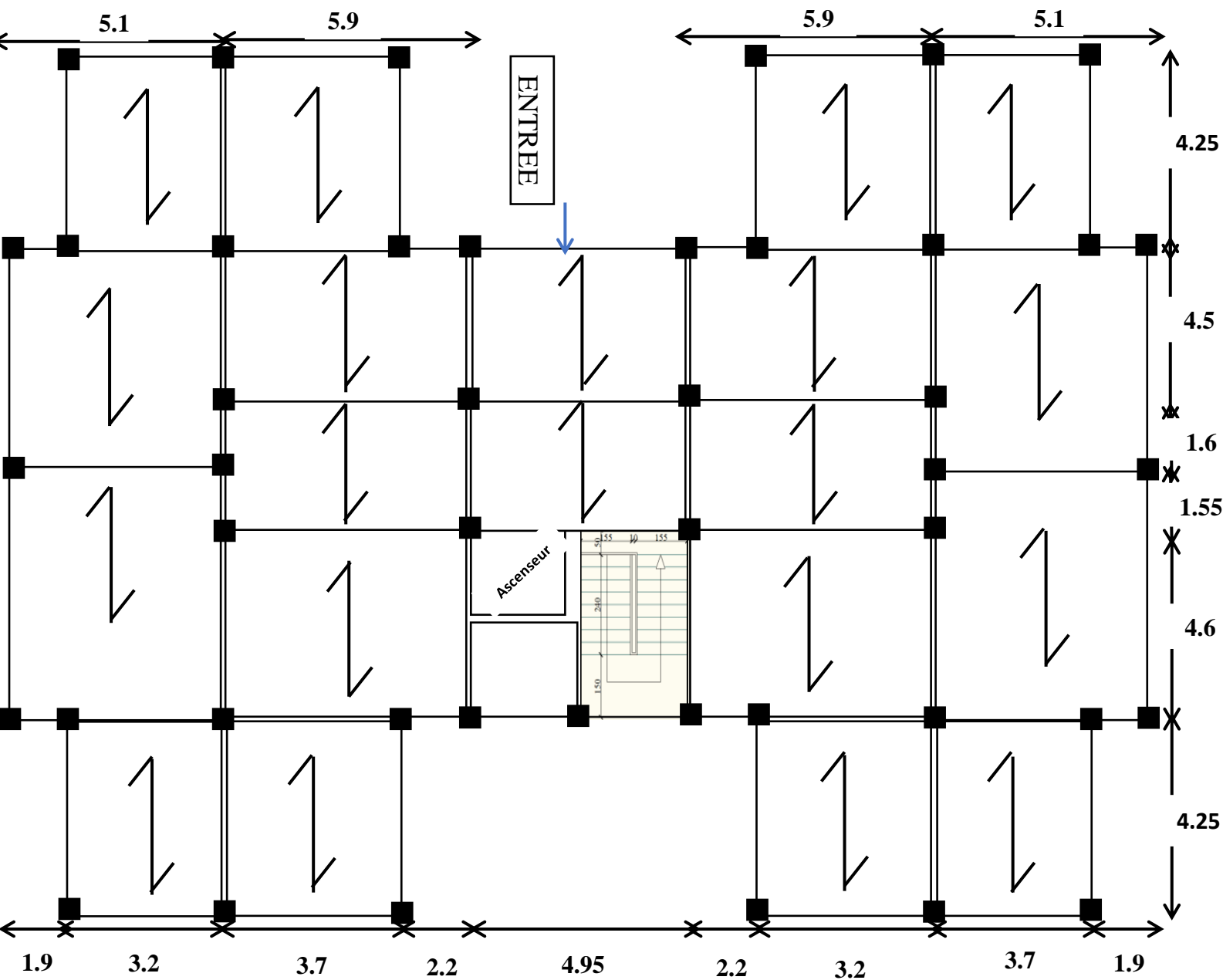
Figure II-1 Coupe transversale sur un plancher à corps-creux

Avec :

$$h_t = h_{cc} + h_{DDC} \quad \text{Avec } \{ h_{cc}: \text{la hauteur de l'hourdis (corps creux)} \}$$

$h_{DDC}$ : la hauteur de la dalle de compression

Après avoir soigneusement analysé les plans, nous avons choisi la disposition suivante :



**Fig. II 1:** Vue en plan de disposition des poutrelles

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

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ (CBA93 Art B.6.8.4.2.4)}$$

**L** : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$$L_{max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm} \rightarrow h_t \geq \frac{430}{22.5} = 19.11 \text{ cm} \text{ soit } h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+4) = 20 cm**.

Avec : 16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

### II.2.1.2 Les poutrelles

Calculées comme des sections en T à la flexion simple,

elles sont caractérisées par les dimensions suivantes

(Figure II.3) :

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

$b_0$  : Largeur de la nervure.

**L<sub>x</sub>** : Distance entre nus des deux poutrelles.

**L<sub>y</sub>** : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles.

On a : **L<sub>x</sub>** = 55 cm, **L<sub>y</sub>** = 285 cm.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \rightarrow b_0 = 10 \text{ cm.}$$

$h_t = 16 + 4 \text{ cm}$  Hauteur totale du plancher.

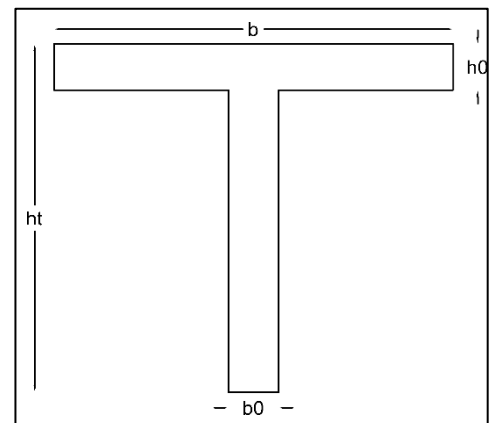
$h_0 = 4 \text{ cm}$  hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{285}{10}\right).$$

$$b_1 = 22.5 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 22.5 + 10 = 55 \text{ cm.}$$

**Soit : b = 55 cm.**



**Fig. II 2** Schéma d'une poutrelle

### II.2.1.3. Plancher en dalle pleine

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur  $h$ ) est petite par rapport aux autres (portées  $L_x$  et  $L_y$ ).

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend des critères suivants :

- **Coupes feux :**  
 $e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.  
 $e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu. (**CBA93**)  
 $e = 17.5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.
- **Isolation phonique :**  
 Selon les règles du technique **CBA93** en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans ce projet on distingue trois types de dalle pleine :

- **Dalle sur 3 appuis :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{5.80} = 0.26$$

$$\frac{155}{45} \leq e \leq \frac{155}{40}$$

$$\rightarrow 3.44\text{cm} \leq e \leq 3.875\text{cm}$$

- **Dalle sur 4 appuis :**

$$\rho = \frac{1.80}{2.40} = 0.75 > 0.4$$

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

$$\frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40}$$

$$\rightarrow 4\text{cm} \leq e \leq 4.5\text{cm}$$

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

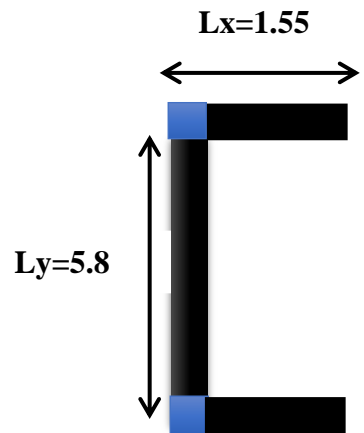


Fig. II 3: Dalle sur trois Appuis

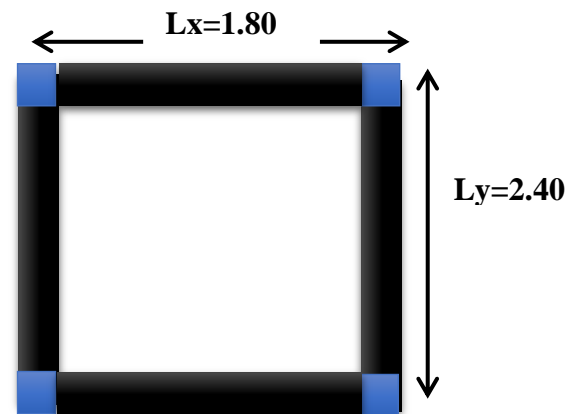
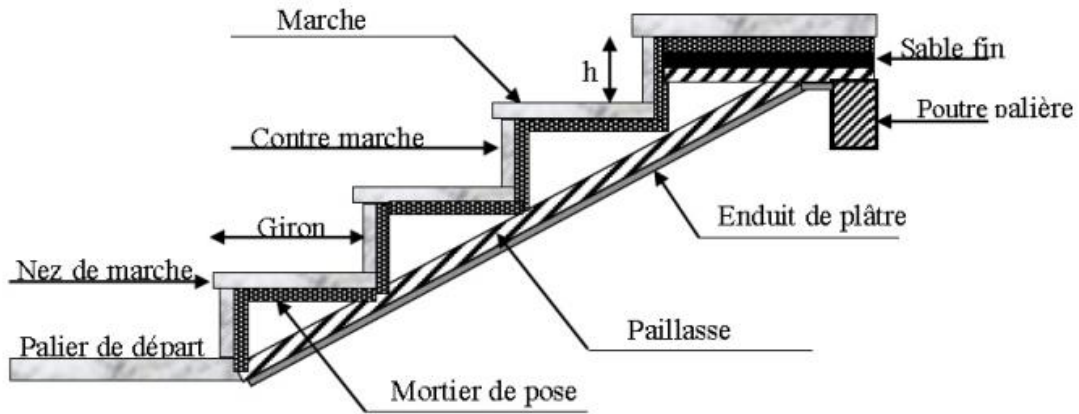


Fig. II 4: Dalle sur quater Appuis

#### II.2.1.4 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches et de contremarches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, en

acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. La figure II.4 montre les différents éléments constituant un escalier :



**Fig. II 6:** Schéma des escaliers

Escalier a une volée avec un palier.

$$0.59m \leq g + 2 \times h \leq 0.64m \dots \dots \dots (1)$$

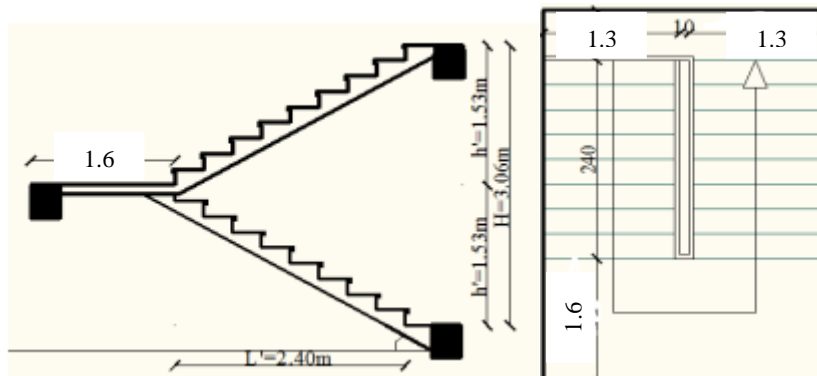
Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \begin{cases} n : & \text{Nombre de contremarches.} \\ n-1 : & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$



**Fig. II 7:** Schéma dimension les escaliers

$H_0$  = De mi-hauteur d'étage 1.53m



$L_0$ =Longueur total d'escalier 2.4m

$L_p = 1.53\text{m}$

La longueur développée est  $L = L_p + L_v$

$L_p$  : longueur de palier.

$L_v$  : longueur de la volée.

$$L = L_p + L_v = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 160 + \sqrt{240^2 + 153^2} = 444.62$$

$L=445\text{ cm}$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \qquad \frac{445}{30} \leq e \leq \frac{445}{20}$$

$$14.83 \leq e \leq 22.5$$

On prend  $e=15\text{cm}$ .

➤ Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On à  $L_0=240\text{cm}$        $H_0= 153\text{cm}$

$$64n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

-le nombre de contre marche  $n=9$

-le nombre de marche  $n-1=8$

→ Calcul de giron( $g$ ) et la hauteur d'une contre marche( $h$ )

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

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

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{153}{9} = 17$$

$$h = 17\text{cm}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{H_0}{L_0} = \frac{153}{240}$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

## II.5 Acrotère :

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse.

Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien Des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles.

- la terrasse est inaccessible, H=60cm. Surface des acrotères sont :

Surface des acrotères sont :

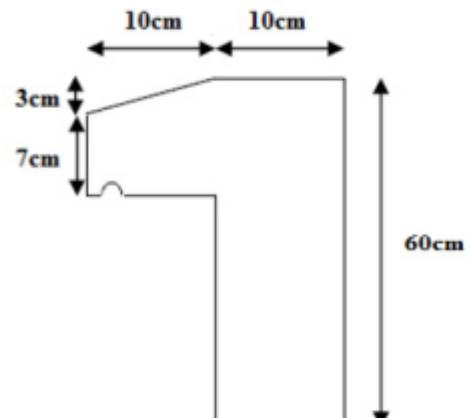


Fig. II 8: Dimension de l'acrotère

$$S = 10 * 60 + \frac{3 * 10}{2} + 7 * 10$$

$$S = 0.0685m^2$$

- Charge Permanente
- Poids propre :

$$G = \gamma_b * S * 1$$

$$G = 25 * 0.0685 * 1$$

$$G = 1.7125KN/ml$$

- Enduit de ciment :

$$G = \gamma_c * e$$

$$G = 20 \times 0.02$$

$$G = 0.4KN$$

Le poids propre total des acrotères :

$$G_T = 1.7125 + 0.4 = 2.1125KN/ml$$

## II.2.2. Les poutres

### a. Les poutres principales

$L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis

$$L_{max} = 590cm.$$

$$\rightarrow 37.33cm \leq h \leq 56cm$$

Soit :  $h=40cm$  (hauteur)

**b. Les poutres secondaires :**

$L_{max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 460cm.$$

$$28.67cm \leq h \leq 34cm$$

Soit :  $h=30cm$  (hauteur)

**c. Les poutres porteuses :**

$$\frac{460+155-30}{15} \leq h \leq \frac{460+115-30}{10} \quad 39cm \leq h \leq 58.5cm$$

**d. Les poutres chaînage :**

$$\frac{460-30}{15} \leq h \leq \frac{460-30}{10}$$

$$28.67cm \leq h \leq 43cm$$

Soit :  $h=30cm$  (hauteur)

**Exigence RPA :**

- $b \geq 25 \text{ cm}$  (condition verifier)
- $h \geq 30 \text{ cm}$  (condition verifier)
- $h/b < 4$  (condition verifier)

**II.2.2.1 Les voiles de contreventement :**

Selon le **RPA99 (article 7.7.1)** un voile de contreventement doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\bullet \left\{ \begin{array}{l} \text{l'épaisseur minimale } e \geq 15cm \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ L \geq 4e \end{array} \right.$$

Avec :

- $h_e$  : hauteur libre d'étage.
- $e$  : épaisseur du voile.
- On a :  $h_e = 2.86 \text{ m}$ .
- $e \geq [\frac{h_e}{20}, 15cm]$ .
- $e \geq [14.3, 15cm]$ .
- $e = 20cm$ .

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de «  $e = 20 \text{ cm}$  »

**II.2.3 Poutres :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux on doit vérifier les conditions du RPA 2003 suivants  
 $h_e$  : 286 cm pour le RDC et le reste des étages

Avec :  $h_e$  : Hauteur libre d'étage et  $h_{e\text{ totale}} - h_{\text{plancher}}$

Etage	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>
Section (b×h)cm <sup>2</sup>	40×45	40×40	35×40	35×35

### II.3 Evaluation des charges

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

- **Corps creux :**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN /m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.3	0.04	0.012
Plancher à corps creux	0.20	14	2.8
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Forme de pente	0.1	22	1.43
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G=5.75 KN/m<sup>2</sup></b>		
<b>Charge d'exploitation</b>	<b>Q=1 KN/m<sup>2</sup></b>		

**Table. II 1:** Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

- **Dalle pleine :**

**Table. II 2:** Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (Dalle pleine)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN /m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	20	0.4
Forme de pente	0.065	22	1.43
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G=6.77 KN/m<sup>2</sup></b>		
<b>Charge d'exploitation</b>	<b>Q=1 KN/m<sup>2</sup></b>		

➤ **Plancher étage courant.**

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	14.25	0.20	2.85
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Cloison de séparation	10	0.10	1
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G=5.29 KN/m<sup>2</sup></b>		
<b>Charge d'exploitation</b>	<b>Q=1.5KN/m<sup>2</sup></b>		

**Table. II 3:** Evaluation des charges du plancher étage courant.

- Dalle pleine

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	20	0.02	0.4
Cloison de séparation	10	0.10	1
Charge permanente totale	<b>G=6.31 KN/m<sup>2</sup></b>		
Charge d'exploitation	<b>Q=1.5KN/m<sup>2</sup></b>		

**Table. II 4:** Evaluation des charges du plancher étage courant (Dalle pleine)

- Balcons.

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Charge permanente totale	<b>G=5.31KN/m<sup>2</sup></b>		
Charge d'exploitation	<b>Q<sub>Balcon</sub>=3.5KN/m<sup>2</sup></b> <b>Q<sub>étagecourant</sub>=1.5 KN/m<sup>2</sup></b>		

**Table. II 5:** Evaluation des charges de la dalle pleine

- Escalier.

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement du sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Paillasse	25	0.15/cos32.52	4.44
Enduit de plâtre	20	0.02	0.4
Marche	22	0.17/2	1.87
Charge permanente totale	<b>G=7.55KN/m<sup>2</sup></b>		
Charge d'exploitation	<b>Q=2.5KN/m<sup>2</sup></b>		

**Table. II 6:** Evaluation des charges sur la volée (e =15cm)

- **Evaluation des charges sur le palier (e = 15cm).**

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de sol en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	20	0.02	0.4
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G=5.31 KN/m<sup>2</sup></b>		
<b>Charge d'exploitation</b>	<b>Q=2.5 KN/m<sup>2</sup></b>		

Table. II 7: Evaluation des charges sur le palier (e =15cm)

- **Mur extérieur :**

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	-	0.15	1.35
Lame d'air	-	0.05	-
Brique creuse	-	0.1	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G=2.93 KN/m<sup>2</sup></b>		

Table. II 8: Evaluation des charges du mur extérieur

- **Mur intérieur :**

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Brique creuse	9	0.10	0.9
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G=1.46 KN/m<sup>2</sup></b>		

Table. II 9: Evaluation des charges du mur intérieur

## II.4 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- **Stabilité de forme (flambement).**

- **Résistance a la compression :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone IIa** :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}. \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}. \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$

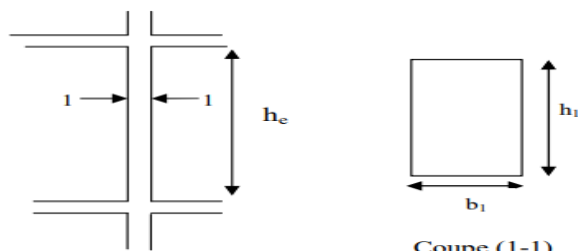


Fig. II 9: poteau

Tel que :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3.06\text{m}$  (RDC)

$h_e = 3.06\text{m}$  (de R+1 à R+7)

On adopte préalablement aux sections des poteaux comme suit :

Etage	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>
Section (b×h)cm <sup>2</sup>	40×45	40×40	35×40	35×35

**Table. II 10:** sections des poteaux préalables

- **Application de la dégression (DTR BC 2.2.6.3).**

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression. On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient  $(\frac{3+n}{2 \times n})$  étant valable, La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients)

Terrasse inaccessible :  $Q_0$

Etage 1 :  $Q_0 + Q_1$

Etage 2 :  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Etage 3 :  $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage 4 :  $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Pour n étage ( $n > 5$ ):  $Q_0 + \frac{3 \times n}{2 \times n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n)$

- **Les vérifications nécessaires :**

-L'effort normal ultime :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 796.63 + 1.5 \times 109.14 = 1239.16 \text{ KN}$$

$$N_S = G + Q = 796.63 + 109.14 = 905.77 \text{ KN}$$

➤ **Le poteau P3 est représenté comme suit :**

$$S = 2.40(1.3 + 1.3 + 1.3 + 1.3)$$

$$S = 12.48 \text{ m}^2.$$

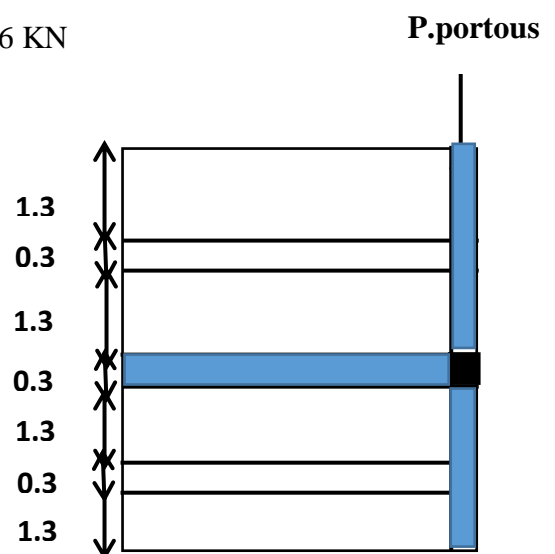
$$G = G_{\text{terrasse}} * S_{\text{terrasse}}$$

$$G = 5.75 * 12.48$$

$$G = 71.45 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{terrasse}} * S_{\text{terrasse}}$$

$$Q = 1 * 12.48$$



**Fig. II 10:** Surface afférente du poteau P3

$$Q = 12.48KN$$

- **Poids propres des poutres**

$$G_{pp} = 0.3 * 0.4 * 2.4 * 3 * 25$$

$$G_{pp} = 21.3 KN$$

$$G_{ps} = 0.3 * 0.35 * 2.9 * 2 * 25$$

$$G_{ps} = 19.58KN$$

$$G_{poutre} = G_{pp} + G_{ps}$$

$$G_{poutre} = 21.3 + 19.58$$

$$G_{poutre} = 40.88KN$$

➤ Pour  $N_1, N_2, N_3, N_4, N_5, N_6, N_7$  :

➤ **Plancher d'habitation :**

$$S = 12.48m^2$$

$$G = 66.02KN$$

$$Q = (1.5 * 12.48) + 3.5(1.55 * 2.9 * 2)$$

$$Q = 50.19KN$$

➤ **Poids des cloisons double :**

$$G = 2.93 * [2.4 + 1.55(3.06 - 0.4)]$$

$$G = 30.79KN$$

➤ **Poids des Balcon :**

$$G = 5.31(1.55 * 2.9) * 2$$

$$G = 47.74KN$$

➤ **Poids des poutres principale :**

$$G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.4[(2.4 * 3) + 1.55]$$

$$G_{pp} = 26.25KN$$

➤ **Poids des poutres porteuse :**

$$G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.45(2.9 + 2.9)$$

$$G_{pp} = 19.58KN$$

➤ Pour  $N_8$

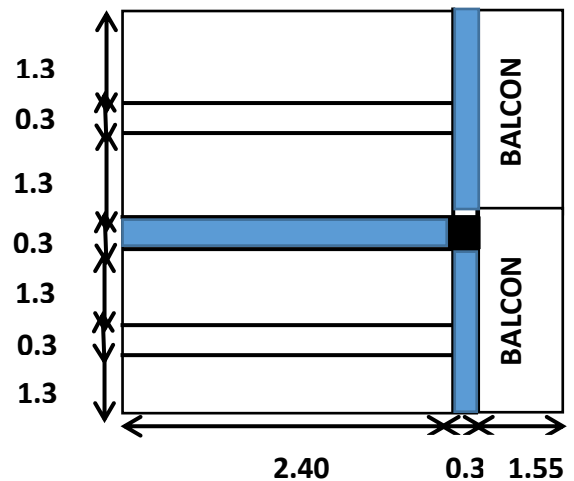


Fig. II 11: Surface afférente du poteau P3



➤ **Plancher d'habitation :**

$$S = 2.4 * (1.3 + 1.3)$$

$$S = 6.24m^2$$

$$G = 33.01 KN$$

$$Q = 9.36KN$$

➤ **Poids des debule cloisons :**

$$G = 2.93 * [(2.4 * 2.66) + (2.9 * 2.61)]$$

$$G = 40.88KN$$

➤ **Poids des poutres principale :**

$$G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.4 * 2.4 * 2$$

$$G_{pp} = 14.4KN$$

➤ **Poids des poutres porteuse :**

$$G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.45 * 2.9$$

$$G_{pp} = 9.79KN$$

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N <sub>1</sub>	Plancher terrasse inaccessible	71.45	
	G <sub>pp</sub> (30×40) cm <sup>2</sup>	21.30	
	G <sub>pp</sub> porteuse(30×45) cm <sup>2</sup>	19.58	
	Poteau(35×35) cm <sup>2</sup>	8.76	
	<b>Total :</b>	<b>121.09</b>	<b>12.48</b>
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>	121.09	
	G <sub>plancher</sub>	66.02	
	G <sub>pp</sub> (30×40) cm <sup>2</sup>	26.25	
	G <sub>pp</sub> porteuse(30×45) cm <sup>2</sup>	19.58	
	Poteau (35×35) cm <sup>2</sup>	8.76	
	Balcon	47.74	
	Mur double cloisons	30.79	
	<b>Total :</b>	<b>320.23</b>	<b>62.67</b>
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>	320.23	
	G <sub>plancher</sub>	66.02	
	G <sub>pp</sub> (30×40) cm <sup>2</sup>	26.25	
	G <sub>pp</sub> porteuse(30×45) cm <sup>2</sup>	19.58	
	Poteau (40×35) cm <sup>2</sup>	10.01	
	Balcon	47.74	
	Mur double cloisons	30.79	
	<b>Total :</b>	<b>520.62</b>	<b>107.841</b>
	Venant de N <sub>3</sub>	520.62	

N <sub>4</sub>	G <sub>plancher</sub>	66.02	<b>50.19</b>
	G <sub>pp(30×40) cm<sup>2</sup></sub>	26.25	
	G <sub>pporteuse(30×45) cm<sup>2</sup></sub>	19.58	<b>50.19</b>
	Poteau (40×35) cm <sup>2</sup>	10.1	
	Balcon	47.74	<b>50.19</b>
	Mur double cloisons	30.79	
<b>Total :</b>		<b>721.01</b>	<b>147.993</b>
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>	721.01	<b>50.19</b>
	G <sub>plancher</sub>	66.02	
	G <sub>pp(30×40) cm<sup>2</sup></sub>	26.25	<b>50.19</b>
	G <sub>pporteuse(30×45) cm<sup>2</sup></sub>	19.58	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	11.44	<b>50.19</b>
	Balcon	47.74	
	Mur double cloisons	30.79	
<b>Total :</b>		<b>922.83</b>	<b>183.126</b>
N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub>	922.83	<b>50.19</b>
	G <sub>plancher</sub>	66.02	
	G <sub>pp(30×40) cm<sup>2</sup></sub>	26.25	<b>50.19</b>
	G <sub>pporteuse(30×45) cm<sup>2</sup></sub>	19.58	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	11.44	<b>50.19</b>
	Balcon	47.74	
	Mur double cloisons	30.79	
<b>Total :</b>		<b>1124.65</b>	<b>213.24</b>
N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub>	1124.65	<b>50.19</b>
	G <sub>plancher</sub>	66.02	
	G <sub>pp(30×40) cm<sup>2</sup></sub>	26.25	<b>50.19</b>
	G <sub>pporteuse(30×45) cm<sup>2</sup></sub>	19.58	
	Poteau (40×45) cm <sup>2</sup>	12.87	<b>50.19</b>
	Balcon	47.74	
	Mur double cloisons	30.79	
<b>Total :</b>		<b>1327.90</b>	<b>238.335</b>
N <sub>8</sub>	Venant de N <sub>7</sub>	1327.90	<b>9.36</b>
	G <sub>plancher</sub>	33.01	
	G <sub>pp(30×40) cm<sup>2</sup></sub>	14.40	<b>9.36</b>
	G <sub>pporteuse(30×45) cm<sup>2</sup></sub>	9.79	
	Poteau(40×45) cm <sup>2</sup>	12.87	<b>9.36</b>
	Mur double cloisons	40.88	
<b>Total :</b>		<b>1438.85</b>	<b>234.27</b>

Table. II 11: Descente de charge du poteau P3

- Les vérifications nécessaires :

- L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1438.85 + 1.5 \times 234.27 = 2293.85 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 1438.85 + 234.27 = 1673.12 \text{ KN}$$

- Vérifications du poteau le plus sollicités :

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $Nu^* = 1.1Nu$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu^*}{B} \leq \overline{\delta_{bc}} \text{ Avec } B : \text{section du Poteau.}$$

$$\overline{\delta_{bc}} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

étage	Nu* (KN)	section(m <sup>2</sup> )	condition $\overline{\delta_{bc}} \geq \delta_{cal}$		Observation
			$\overline{\delta_{bc}}$ (MPa)	$\delta_{cal}$ (MPa)	
RDC	2523.24	0.45*0.45	14.20	14.01	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	2365.18	0.45*0.45	14.20	13.14	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	1591.066	0.45*0.40	14.20	12.64	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	20.21.95	0.40*0.40	14.20	10.45	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	1672.56	0.40*0.35	14.20	9.39	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	951.06	0.40*0.35	14.20	6.79	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	578.95	0.35*0.35	14.20	4.73	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	200.41	0.35*0.35	14.20	1.64	Vérifiée

**Table. II 12:** Vérification à la compression simple.

➤ **Vérification des conditions du RPA :**

- $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots 1$
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots 2$
- $\frac{1}{4} < \frac{h_1}{b_1} < 4 \dots \dots \dots 3$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

➤ **Vérification au flambement :**

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{h_1 \times b_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (3.06 - 0.20) = 2.002 \text{ m.}$$

$$B = 0.4 \times 0.45 = 0.18 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.4 \times 0.45^3}{12} = 3.0375 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{3.0375 \times 10^{-3}}{0.18}} = 0.130$$

$$\lambda = \frac{2.002}{0.130} = 15.4 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{15.4}{35}\right)^2} = 0.818$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{rcal} \geq \frac{2523.24 \times 10^{-3}}{0.818 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1402 \text{ m}^2.$$

Or nous avons :

$$B_r = (45 - 2) \times (40 - 2) \times 10^{-4} = 0.1634 \text{ m}^2.$$

$0.1634 > 0.1402$ .....donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats concernant les autres poteaux de la structure sont résumés sur les tableaux suivants :

étage	$l_f(m)$	$I(m^4)$	$\lambda$	$\alpha$	$Nu^*(KN)$	$i(m)$	condition $B_r$ $> B_{rcal}$		Observation
							$B_r(m^2)$	$B_{rcal}(m^2)$	
RDC	2.002	$3.3075 * 10^{-3}$	15.41	<b>0.818</b>	2523.24	0.1299	<b>0.1634</b>	<b>0.1402</b>	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	2.002	$3.3075 * 10^{-3}$	15.41	<b>0.818</b>	2365.18	0.1299	<b>0.1634</b>	<b>0.1314</b>	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	2.002	$2.1333 * 10^{-3}$	17.33	<b>0.810</b>	1591.066	0.115	<b>0.1444</b>	<b>0.1135</b>	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	2.002	$2.1333 * 10^{-3}$	17.33	<b>0.810</b>	2021.95	0.115	<b>0.1444</b>	<b>0.0939</b>	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	2.002	$1.8667 * 10^{-3}$	17.35	<b>0.810</b>	1672.56	0.115	<b>0.1254</b>	<b>0.0738</b>	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	2.002	$1.8667 * 10^{-3}$	17.35	<b>0.810</b>	951.06	0.1154	<b>0.1254</b>	<b>0.0534</b>	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	2.002	$1.2505 * 10^{-3}$	19.82	<b>0.799</b>	578.95	0.1010	<b>0.1089</b>	<b>0.0330</b>	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	2.002	$1.2505 * 10^{-3}$	19.82	<b>0.799</b>	200.41	0.1010	<b>0.1089</b>	<b>0.0114</b>	Vérifiée

Table. II 13: Vérification au flambement.

## II.5. CONCLUSION

Le pré-dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

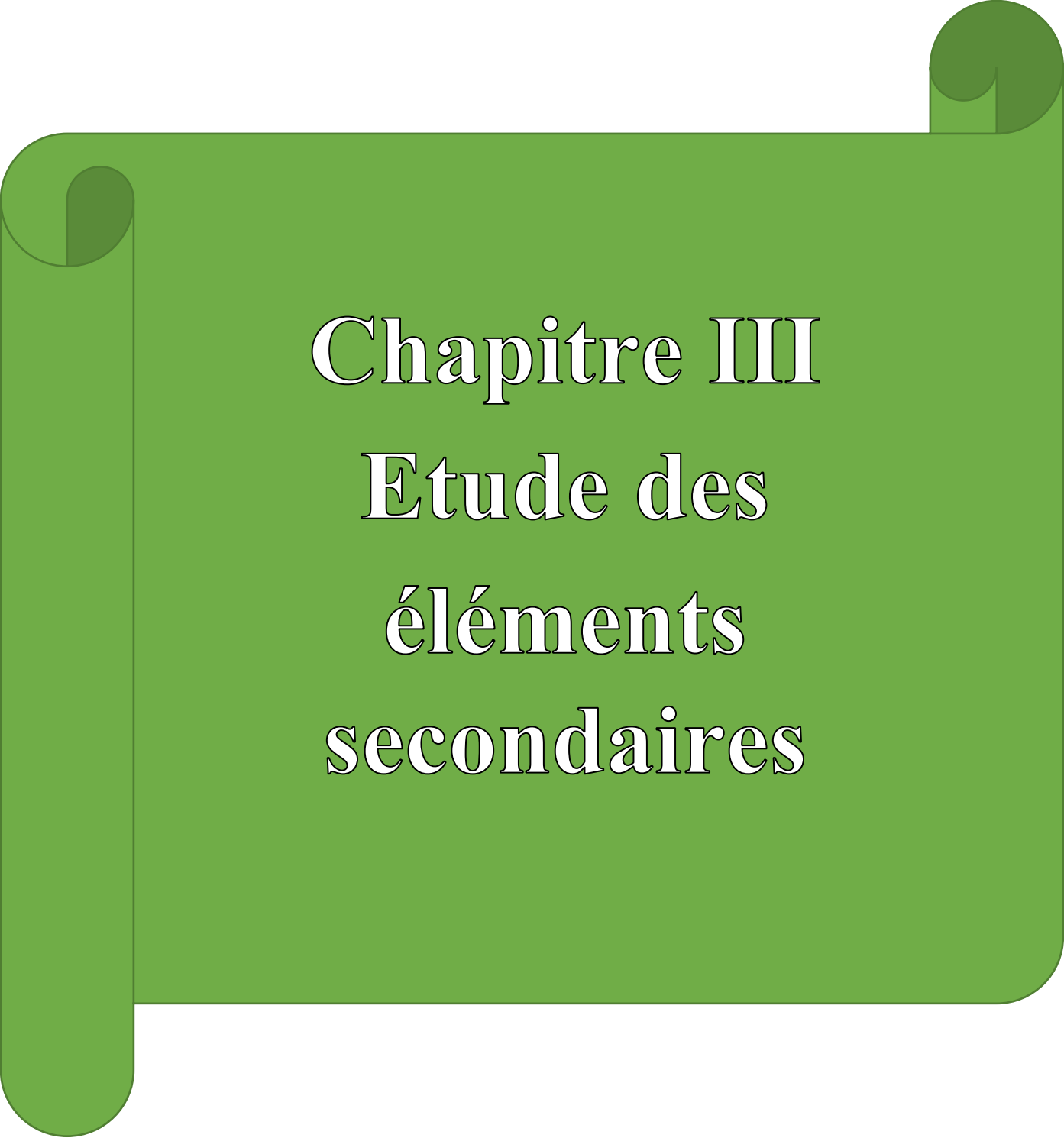
Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

- Poutres principales :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutres porteuse :  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutres chiénage :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91**

(Art B.8.4 1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le **RPA**. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

- RDC et 1<sup>er</sup>  $\longrightarrow 40 \times 45 \text{ cm}^2$
- 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup>  $\longrightarrow 40 \times 40 \text{ cm}^2$
- 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup>  $\longrightarrow 40 \times 35 \text{ cm}^2$
- 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup>  $\longrightarrow 35 \times 35 \text{ cm}^2$



# Chapitre III

## Etude des éléments secondaires

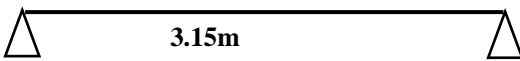
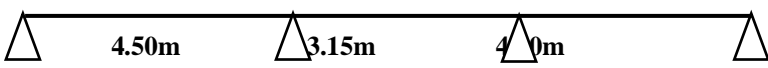
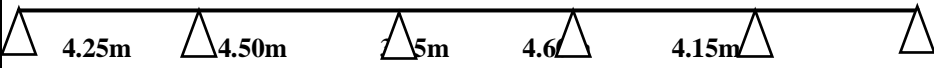
### III.1. Introduction :

Le chapitre suivant traite de la détermination des forces et des moments dans les éléments secondaires d'une structure. Bien qu'ils ne supportent pas les charges principales, ces éléments doivent être calculés et ferrailés afin d'assurer la stabilité et la sécurité de l'ensemble de la structure.

### III.2. Plancher :

#### III.2.1. Plancher à corps-cieux :

Pour le calcul des sollicitations des planchers à corps creux, il faut tout d'abord déterminer les différents types de poutrelles existants dans les tableaux ci-dessous.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	

TAB .III 1:Types de poutrelles dans toutes les niveaux.

#### III.1.4. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU :  $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $q_u = 0.65 \times P_u$

À l'ELS :  $P_s = G + Q$  et  $q_u = 0.65 \times P_s$

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$P_u$ (KN/ml)	$q_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$P_s$ (KN/ml)
Étages courants	5.29	1.5	9.3915	5.16	6.79	3.73
Terrasse inaccessible	5.75	1	9.2625	5.09	6.75	3.71

TAB .III 2: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Calcul des différentes sollicitations type de poutrelles :

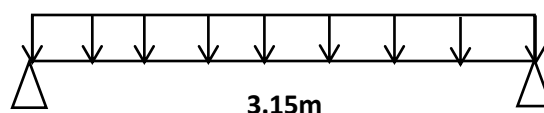
→ Le type 1 sera calculé par la méthode de RDM

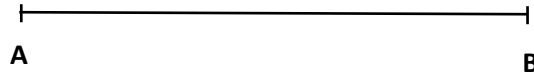
→ Le type 2 et 3 sera calculé par la méthode de Caquot minoré ( $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.50}{3.15} =$

$1.42 \notin [0.8, 1.25]$ ).

Calcul des différentes sollicitations type de poutrelles :

Type 1 : Méthode de RDM





→ Moment aux appuis :

$$M_A = M_B = 0$$

Moment eu travée :

$$M_t = \frac{P \cdot l^2}{8}$$

→ Effort tranchant :

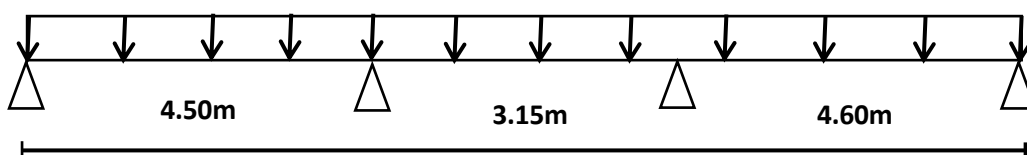
$$V_A = \frac{P \cdot l}{2}$$

$$V_B = -\frac{P \cdot l}{2}$$

	Plancher	P(KN/ml)	L(m)	M <sub>A</sub> (KN. m)	M <sub>B</sub> (KN. m)	M <sub>t</sub> (KN. m)	V <sub>A</sub> (KN)	V <sub>B</sub> (KN)
ELU	Terrasse	5.09	3.15	0	0	6.31	8.20	-8.02
	Etage. c	5.16	3.15	0	0	6.40	8.13	-8.13
ELS	Terrasse	3.71	3.15	0	0	4.60	/	/
	Etage. c	3.73	3.15	0	0	4.62	/	/

TAB .III 3: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles.

Type 02 : La méthode de Caquot minoré



$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.50}{3.15} = 1.428 \nexists (0.8, 1.25) \dots \dots \dots \text{condition no vérifiée}$$

**REMARQUE :** Le 2<sup>ème</sup> conditions n' pas vérifiée. Alors ne peut pas applique la méthode forfaitaire donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplacement

G par G' dans les calculs des moments aux appuis tel que  $G' = \frac{2}{3} G$ .

→ Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = M_D = 0$$

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



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

$$\text{Tel que } L' = \begin{cases} l & \text{pour travée de rive} \\ 0.8l & \text{pour travée intermédiaire} \end{cases}$$

→ Calcul les moments en travée :

On reprendre la totalité des charge G

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

→ Effort tranchant :

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

### III.2.2. Ferrailage des poutrelles

Calcul à L'ELU

#### Sollicitations maximales

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Calcul de la section d'armature longitudinale

$$M_t^u = 10.27 \text{ KN.m} \quad b = 55 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$G = 5.2 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \quad d = h_t - c = 18 \text{ cm} \quad \gamma_b = 1.5$$

#### A. Ferrailage en travée

Calcul du moment équilibré par la table de compression

$$M_{tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 0.55 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 0.049 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 0.049 \text{ MN.m} > M_u = 0.01027 \text{ MN.m} \Leftrightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire (b*h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10.27 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.55 \times 0.18^2} = 0.041 < 0.186 \Leftrightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Leftrightarrow \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ce qui donne : } A_t = \frac{M_{tu}}{z \cdot f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = 0.0523$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0588) = 0.176$$

$$A_t = \frac{13.715 \cdot 10^{-3}}{0.1757 \times 348} = 2.25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.68 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.55 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\Leftrightarrow A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{tcal} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{tcal} = 3.39 \text{ cm}^2$$

### B. Ferrailage aux appuis

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de  $(10 \times 20) \text{ cm}^2$  car la table de compression est entièrement tendue.

Les résultats de calcul de la section d'acier sont récapitulés dans le tableau suivant

#### a) Appuis intermédiaires

$M_a (KN.m)$	<b>-7.23</b>
$b(m)$	0.1
$h(m)$	0.2
$d(m)$	0.18
$\mu_{bu}$	0.157
$\alpha$	0.2146
$Z$	0.156
$A_{cal} (\text{cm}^2)$	1.26
$A_{min} (\text{cm}^2)$	0.25
$A_{adopt} (\text{cm}^2)$	<b>1HA12+1HA12=2.26</b>
$A' (\text{cm}^2)$	0

**TAB .III 4: Le calcul du ferrailage à Appuis intermédiaires.**

#### b) Appuis de rive :

$M_a (KN.m)$	<b>-2.53</b>
$b(m)$	0.1
$h(m)$	0.2
$d(m)$	0.18
$\mu_{bu}$	<b>0.044</b>
$\alpha$	<b>0.0562</b>
$Z$	<b>0.176</b>
$A_{cal} (\text{cm}^2)$	<b>0.33</b>
$A_{min} (\text{cm}^2)$	0.25
$A_{adopt} (\text{cm}^2)$	<b>1HA12=1.13</b>
$A' (\text{cm}^2)$	0

**TAB .III 5: Le calcul du ferrailage à Appuis de rive.**

#### c) Ferrailage transversale

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

D'après les BAEI 91 (Art A.7.2.2.2)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \Phi_L^{min} \right\}$$

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

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{10}{10}, \frac{20}{35}, 1.2 \right\}$$

$$\Phi_t \leq 0.57 \text{ cm}^2$$

On adopte un étrier  $\Phi 6$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

#### d) Espacement $S_t$

L'espacement des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow S_t \leq 101 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 f_{t28}]} \rightarrow S_t \leq 269.33 \text{ cm}$$

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

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

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 1.01 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (1.085 - 0.3 \times 2.1)} = 70.33 \text{ cm.}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 1.01 \text{ m} = 101 \text{ cm.}$$

### III.2.3. Les vérifications nécessaires

#### 1) A. l'ELU

- Vérification de la bielle :

$$V_U \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } \alpha = 0.9d \rightarrow \alpha = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_U \leq 0.267 \times 16.2 \times 10^{-2} \times 0.1 \times 25$$

$$13.44 \leq 108.35 \text{ KN} \rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### a) Appuis de rive

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 \times \frac{V_u}{f_e}$$

$$A_{lmin} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \rightarrow A_{lmin} \geq \frac{1.15}{400} \times 13.44 \times 10^{-3} \Leftrightarrow A_l \geq 0.3864 \text{ cm}^2$$

On a  $A_l = 3HA12 + 1HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.3864 \text{ cm}^2 \dots \dots$  condition vérifiée

### b) Appuis intermédiaires

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_{a^{int}}}{0.9d} \right) \rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left( 13.44 \cdot 10^{-3} - \frac{10.27 \cdot 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.43 < 0$$

⇒ pas de vérification à faire pour l'appui intermédiaire.

✓ **Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} < \bar{\tau} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{55-10}{2} = 22.5 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{0.25 \times 13.44 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.55 \times 0.04 \times 0.18} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ Donc pas de risque de rupture à la jonction table –nervure

### 2)A. l'ELS :

- vérifications des contraintes

#### a) En travée :

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

$$= \frac{0.5 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \cdot 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$$= -0.2719 < 0$$

⇒ Section en T : l'axe neutre passe par la nervure donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

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

**Calcul de Y :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15A + (b - b_0) \cdot h_0) y - 15A \cdot d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \quad \text{Avec } A' = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + (15 \cdot 3.39 + (55 - 10) \cdot 4) y - 15 \cdot 3.39 \cdot 18 - (55 - 10) \frac{4^2}{2} = 0$$

$$5y^2 + 230.85y - 1275.3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.99 \text{ cm}$$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{((y - h_0))^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{55 \times 4.99^3}{3} - (55 - 10) \times \frac{((4.99 - 4))^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (18 - 4.99)^2 = 1.087027 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I = 10870.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.43 \times 10^{-3}}{10870.27 \times 10^{-8}} \times 4.99 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = 3.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### 1) En Appui intermédiaire :

$$M_{ser} = 5.21 \text{ KN.m}$$

$$A_{ai} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Calcul de Y :

$$5 \frac{b_0}{2} y^2 + (15A + (b - b_0) \cdot h_0) y - 15A \cdot d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$5y^2 + 213.9y - 970.2 = 0 \quad \text{Avec } A' = 0$$

$$y = 4.14 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{((y - h_0))^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 10391 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.21 \times 10^{-3}}{7813.03 \times 10^{-8}} 4.14 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = 2.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### 2) En Appui rive :

$$M_{ser} = 1.48 \text{ KN.m}$$

$$A_{ai} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$H = 202.1 > 0 \rightarrow \text{l'axe neutre pass par la table calcul d'ynesection } b * h$$

Calcul de Y :

$$27.5y^2 + 16.25y - 305.1 = 0$$

$$y = 3.04 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{((y - h_0))^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 4308.50 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche**

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

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.1

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$h$ : Hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle).

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée

$M_t$  : Moment en travée

$L$ : Longueur de la travée

$A$ : Section des armatures choisies

**On a:**

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$l = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.03434 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

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

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

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

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

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

La flèche admissible pour une poutrelle inférieure à 5m

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

**Remarque :** Les différents moments  $M_{jser}$ ,  $M_{gser}$  et  $M_{pser}$  sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

$q_{jser} = 0.55 * G$  : la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement et la charge d'enduit et la charge de mortier de pose et la charge de sable.

$q_{gser}$ : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.55(G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$\begin{cases} G = 5.29 \frac{kn}{m^2} & Q = 1.5 \frac{kn}{m^2} \\ q_{jser} = 2.12 \frac{kn}{m} \\ q_{gser} = 2.91 \frac{kn}{m} \\ q_{pser} = 3.73 \frac{kn}{m} \end{cases} \begin{cases} M_{ser^g} = 0.85 \times q_{gser} \times \frac{l^2}{8} = 6.54 \text{ kn.m} \\ M_{ser^g} = 0.85 \times q_{gser} \times \frac{l^2}{8} = 6.54 \text{ kn.m} \\ M_{ser^p} = 0.85 \times q_{pser} \times \frac{l^2}{8} = 8.39 \text{ kn.m} \end{cases}$$

### • Propriété de la section

$$\text{Module de Young instantané et différé : } \begin{cases} E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 3E_v = 3 * 10818.86 = 32456.58 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le moment d'inertie de la section homogène :  $A = 3.39 \text{ cm}^2$

$$Y = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (55 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(3.39 \times 18)}{(10 \times 20) + (55 - 10) \times 4 + 15 \times 3.39}$$

$$Y_G = 7.6c$$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{((y_G - h_0))^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_G)^2$$

$$I_0 = 19203.40 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul de coefficient  $\rho$  :  $\lambda_v$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{(0.10 \times 0.18)} = 0.0188$$

➤ Calcul des coefficients  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$  :

$$\lambda \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3 \times b_0)\rho} = 2.20 \\ \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.88 \end{cases}$$

➤ Calculs des contraintes de traction  $\sigma_{st}$ :

$$\begin{cases} \sigma_{stj} = 15 \times M_{serj} \frac{(d - y)}{I} = 85.63 \text{ MPa} \\ \sigma_{stg} = 5 \times M_{serg} \frac{(d - y)}{I} = 117.41 \text{ MPa} \\ \sigma_{stp} = 5 \times M_{serp} \frac{(d - y)}{I} = 150.62 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ Calcul des coefficients  $\mu_j$ ;  $\mu_g$ ;  $\mu_p$  :

$$\begin{cases} \mu_j = \max[0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{stj} + f_{t28}}] \\ \mu_g = \max[0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{stg} + f_{t28}}] \\ \mu_p = \max[0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{stp} + f_{t28}}] \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_j = 0.57 \\ \mu_g = 0.66 \\ \mu_p = 0.72 \end{cases}$$

➤ Calcul des moments d'inertie fictive :

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8614.90 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8174.82 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 13362.69 \text{ cm}^4 \end{cases} \quad \begin{cases} f_{gv} = M_{serg} \times \frac{I^2}{10 \times E_V \times I_{fgv}} = 9.50 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{serj} \times \frac{I^2}{10 \times E_V \times I_{fji}} = 3.3 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{serp} \times \frac{I^2}{10 \times E_V \times I_{fpi}} = 6.7 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{serg} \times \frac{I^2}{10 \times E_V \times I_{fgi}} = 4.9 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.80 \text{ cm} < \bar{f} = 0.92 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Toutes les Niveaux			

TAB .III 6: Les schémas de ferrailage des poutrelles.

### III.2. Étude des dalles pleines

Types	Nombre d'appuis	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	Schémas
DP1	3	$\rho = \frac{1.55}{5.8} = 0.27 < 0.4$	
DP2	3	$\rho = \frac{0.55}{1.9} = 0.289 > 0.4$	

TAB .III 7: dimensionnement des panneaux de dalle pleine.



### III.2.1. Panneau de dalle(Dp1) sur 3(appuis) étage courant

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.55}{5.80} = 0.27 < 0.4$$

#### ❖ A L'ELU

- Calcul de chargement

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2, Q = 3.5 \text{ KN/m}^2, e=15\text{cm}$$

- Charges sur la dalle

$$ELU : Pu = 1.35 G + 1.5 Q = 1.5 * 5.31 + 1.5 * 3.5 = 14.52 \text{ KN/ml}$$

- Évaluation des moments  $Mx_0$  et  $My_0$  :

$$L_x = 1.55\text{m} < \frac{L_y}{2} = 5 \cdot \frac{8}{2} = 2.9\text{m}.$$

donc:

$$\checkmark Mx_0 = \frac{P \cdot l_x^2 \cdot l_y}{2} - \frac{2}{3} P \cdot l_x^3$$

$$\checkmark My_0 = \frac{P \cdot l_x^3}{6}$$

$$\begin{cases} Mx_0 = 55.70 \text{ KN.m} \\ My_0 = 7.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travées :

$$\begin{cases} M_{Tu}^x = 0.85 Mx_0 = 47.35 \text{ KN.m} \\ M_{Tu}^y = 0.85 My_0 = 6.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis :

$$M_0^x = M_0^y = -0.3 M_0^* = -16.71 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage en travée :

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



Fig. III.2: Section de la dalle pleine a ferrailé

- Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tu}^*}{b d^2 f_{bu}} = \frac{47.35 * 10^{-3}}{1 * 0.13^2 * 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.197 > 0.186 \rightarrow \text{pivot B} \begin{cases} \mu_l = 0.392 \\ \alpha_l = 0.668 \\ \varepsilon_l = 1.74 * 10^{-3} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.197})$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow \varepsilon_{st} = 9.14 * 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

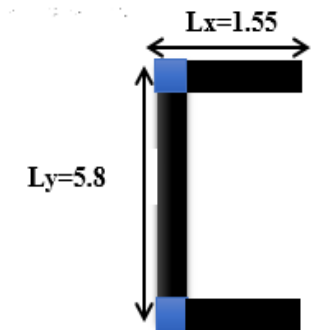


Fig. III 1: panneau de dalle (poste transforme).

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.37(1 - 0.4 \times 0.227)$$

$$z = 0.116m$$

$$A_t = \frac{M_u}{z * f_{st}} = \frac{47.35.10^{-3}}{0.116 \times 348} = 11.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Conditions non fragilité :

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.27 < 0.4 \end{cases} \rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 * b * e \rightarrow \text{avec } \rho_0 = 0.0008 \dots \text{FeE400}$$

$$\text{donc : } A_x^{\min} = 1.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$\text{soit : } A_s^x = 8 \text{ HA14} = 12.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens-y-y

$\rho < 0.4$ : Dans ce cas on a uniquement une flexion selon lx, la flexion selon ly est négligeable selon BEAL91 il faut mettre les aciers de réparations (Ar) dans cette direction avec :

$$A_r = A_y = \frac{A_{tx}}{4} \text{ (une charge répartie)}$$

$$\text{Donc : } A_r = A_y = \frac{12.32}{4} = \frac{3.08 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

$$\text{soit : } A_y = 5 \text{ HA10} = \frac{3.93 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

- Calcul des espacements :

$$\text{La fissuration est nuisible } S_t = \frac{b-c}{n-1} < \min(2e ; 25 \text{ cm})$$

$$\text{sens } x - x : S_t = \frac{95}{7} = 13.5 < 25 \text{ cm}$$

$$\text{sens } y - y : S_t = \frac{95}{4} = 23.75 < 25 \text{ cm}$$

$$\text{soit } \begin{cases} \text{sens } x - x \rightarrow S_t = 12 \text{ cm} \\ \text{sens } y - y \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- Ferrailage en appuis

$$\text{On a : } M_0^x = M_0^y = -16.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.069 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.069})$$

$$\alpha = 0.089$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.37(1 - 0.4 \times 0.089)$$

$$z = 0.125m$$

$$A_t = \frac{M_u}{z * f_{st}} = 3.84 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Soit :  $A = 5HA10 = 3.93 \frac{cm^2}{ml}$

➤ **Vérification :**

a) **A l'ELU :**

- Vérification l'effort tranchant (armaturé d'âmes)

$$\rho = 0.4 \rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{P_{uLx}}{2} = \frac{12.42 \cdot 1.55}{2} = 9.63 KN \\ V_y = 0 KN \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^*}{b \cdot d} = \frac{9.63 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.13} = 0.074 MPa$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \cdot \frac{25}{1.5} = 1.17 MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

donc les armatures transversales c'est pas nécessaire.

❖ **A l'ELS**

$$P_s = G + Q = 5.31 + 3.5$$

$$P_s = 8.81 KN/m^2$$

$$\checkmark Mx_0 = \frac{P \cdot Lx^2 \cdot ly}{2} - \frac{2}{3} P \cdot Lx^3$$

$$\checkmark My_0 = \frac{P \cdot Lx^3}{6}$$

$$\begin{cases} Mx_0 = 39.51 KN.m \\ My_0 = 5.47 KN.m \end{cases}$$

- Moment en travées :

$$\begin{cases} M_{Tser}^x = 0.85 Mx_0 = 33.58 KN.m \\ M_{Tser}^y = 0.85 My_0 = 4.65 KN.m \end{cases}$$

- Moment en appuis :

$$M_0^x = M_0^y = -0.3 My_0 = -11.85 KN.m$$

- La vérification de la contrainte dans le béton :

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

On résume le calcul dans le tableau suivante :

	sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Condition $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	//Lx	33.58	5.33	15918.9	11.24	15	Vérifie
	//Ly	4.65	3.37	6742.60	2.32	15	Vérifie
Appui	//Lx	11.85	3.37	6742.60	5.92	15	Vérifie

TAB .III 7: Vérification des contraintes.

- La contrainte dans l'acier :

On vérifie que :  $\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st}$

Tel que :  $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}\right)$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

	sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Condition $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
Travée	//Lx	33.58	5.33	15918.9	242.69	201.63	Non Vérifié
	//Ly	4.65	3.37	6742.60	99.62	201.63	Vérifié
Appui	//Lx	11.85	3.37	6742.60	253.86	201.63	Vérifié

TAB .III 8: Vérification des contraintes d'acier.

Selon la condition n'est pas vérifiée on va redimensionner les sections d'acier l'ELS (en travée et en appuis).

Avec :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{3}{\alpha})\overline{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\overline{\sigma}_{st}}$$

Après calcul en travée

$$A_s^t = 15.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(//Lx) → Soit : 4HA14 + 15.39 cm<sup>2</sup>/ml

$$A_s^a = 4.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : A<sub>s</sub><sup>a</sup> = 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml

c) Etat limite de déformation

1)

$$\frac{h}{l_x} \geq \max\left[\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}\right)\right] \rightarrow 0.097 \geq \max[(0.0375; 0.042)] \dots \text{condition vérifiée}$$

$$0.097 \geq 0.042 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2)

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{15.39}{1000 \times 13} = 0.012 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{condition non vérifiée}$$

→ Donc on doit vérifier la flèche.

- Données de calcul :

sens x - x	G = 5.31 KN/m <sup>2</sup>  Q = 3.5 KN/m <sup>2</sup>	sens y - y
y = 5.77 cm		y = 3.37 cm
I = 18470.5 cm <sup>4</sup>		I = 6742.60 cm <sup>4</sup>
Ei = 32456.58 MPa		A <sub>s</sub> = 3.93 cm <sup>2</sup> /ml
Ev = 10818.86 MPa		

$A_s = 15.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$		
--------------------------------------	--	--

- Sens X – X:

$$Lx = 1.55 \text{ m} < 5 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{1.55}{500} = 0.31$$

- Sens Y – Y:

$$Ly = 5.8 \text{ m} > 5 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = 1.08$$

	Sens X – X	Sens Y – Y
$I_0(\text{m}^4)$	35108.2	29908
$\rho$	0.012	0,003
$\lambda_i$	1.77	6,95
$\lambda_v$	0.71	2,78
$M_g(\text{kn. m})$	20.24	2,8
$M_f(\text{kn. m})$	14.29	1,98
$M_p(\text{kn. m})$	33.58	4,65
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	118.76	60,02
$\sigma_{sf}(\text{MPa})$	83,97	42,38
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	197,04	99,57
$\mu_j$	0,52	0
$\mu_g$	0,4	0
$\mu_p$	0,68	0
$I_{fgv}(\text{m}^4)$	28149	32900
$I_{fji}(\text{m}^4)$	22715	32900
$I_{fpi}(\text{cm}^4)$	17526	32900
$I_{fgi}(\text{m}^4)$	20011	32900
$f_{gv}(\text{m})$	0,16	0,26
$f_{ji}(\text{mm})$	0,05	0,06
$f_{pi}(\text{mm})$	0,14	0,15
$f_{gi}(\text{mm})$	0,07	0,09
$\Delta f(\text{mm})$	0,18	0,26
$\bar{f}(\text{mm})$	0,31	1,08
Observation	Vérifiée	Vérifiée

TAB .III 9: Évaluation de la flèche dans la dalle pleine Dp1.

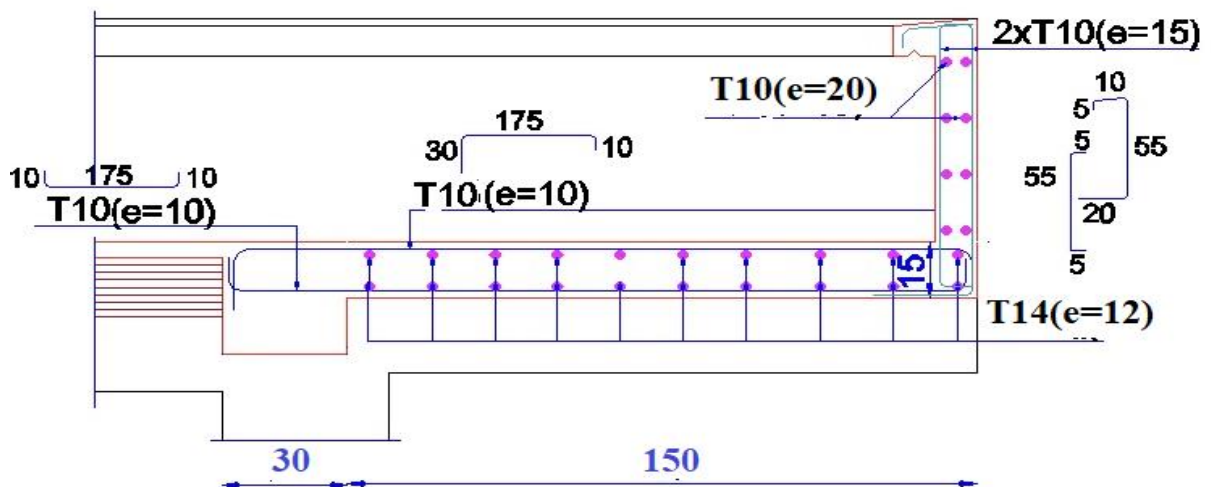
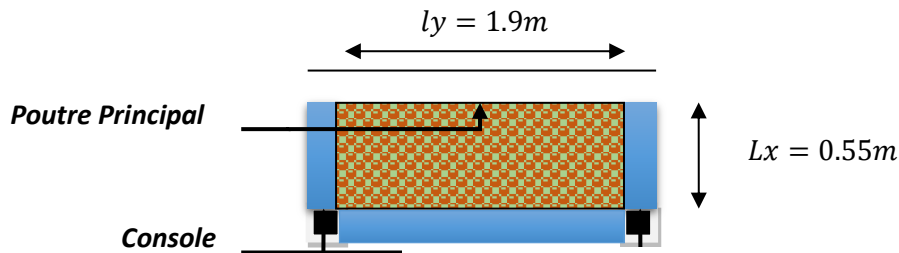


Fig. III 3: Schéma de ferrailage de la dalle poste transforme.

### III.2.2. Panneau DP2 (3 appuis) balcons



**Fig. III 4: Panneau balcon.**  
 $0.29 < 0.4 \Rightarrow$  donc la dalle travail selon un seul sens

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} =$$

- Charges sur la dalle**

$$ELU : P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 12.42 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : P_s = G + Q = 8.81 \text{ KN/ml}$$

- Calcul de  $M_{x0}$  et  $M_{y0}$  :**

$$ELU \left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P_u \times l_x^3}{3} = 2.20 \text{ KN.m} \\ M_{0u}^y = \frac{q \times l_x^3}{6} = 0.34 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$ELS \left\{ \begin{array}{l} M_{0ser}^x = \frac{q_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_s \times l_x^3}{3} = 1.55 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = \frac{q_s \times l_x^3}{6} = 0.24 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$ELU : \begin{cases} M_{0x} = 2.20 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_{0x} = 1.55 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment En travée :**

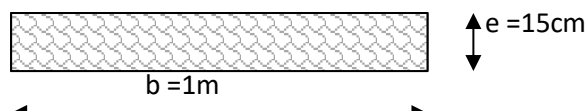
$$ELU : \begin{cases} M_{ux} = 0.85 \times M_{0x} = 1.87 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = 0.85 \times M_{0y} = 0.29 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS : \begin{cases} M_{sx} = 0.85 \times M_{0x} = 1.32 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = 0.85 \times M_{0y} = 0.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis :**

$$ELU : \begin{cases} M_{ux} = -0.3 \times M_{0x} = -0.66 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = -0.3 \times M_{0y} = -0.10 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS : \begin{cases} M_{sx} = -0.3 \times M_{0x} = -0.47 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = -0.3 \times M_{0y} = -0.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Ferraillage en travée :**

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



**Fig. III 5: Section de la dalle pleine a ferrailé**

- Sens x-x**

$$\mu_{bu} = 7.8 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} = 7.8 \times 10^{-3} < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 7.8 \times 10^{-3}})$$

$$\alpha = 9.79 \times 10^{-3}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.37(1 - 0.4 \times 9.79 \times 10^{-3})$$

$$z = 0.129m$$

$$A = 0.42cm^2/ml$$

$$A_{min} = 1.2cm^2/ml$$

$$\text{soit: } A = 5HA10 = 3.93cm^2/ml$$

- Sens-y-y

$\rho < 0.4$ : Dans ce cas on a uniquement une flexion selon lx, la flexion selon ly est négligeable selon BEAL91 il faut mettre les aciers de réparations (Ar) dans cette direction avec :

$$A_r = A_y = \frac{A_{tx}}{4} (\text{une charge répartie})$$

$$\text{Donc : } A_r = A_y = 0.98cm^2/ml$$

$$\text{soit: } A_y = 5HA8 = 2.51cm^2/ml$$

- Calcul des espacements :

$$\text{soit } \begin{cases} \text{sens } x - x \rightarrow S_t = 20cm \\ \text{sens } y - y \rightarrow S_t = 20cm \end{cases}$$

- Ferrailage en appuis

$$\text{On a : } M_0^x = M_0^y = -0.66KN.m$$

$$\mu_{bu} = 2.75 \times 10^{-3} < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 2.75 \times 10^{-3}})$$

$$\alpha = 3.44 \times 10^{-3}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.37(1 - 0.4 \times 3.44 \times 10^{-3})$$

$$z = 0.129m$$

$$A = 0.15cm^2/ml$$

$$\text{soit: } A = 5HA8 = 2.51cm^2/ml$$

➤ Vérification :

b) A l'ELU :

- Vérification l'effort tranchant (armaturé d'âmes)

$$\rho = 0.4 \rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{P_{u,lx}}{2} = 3.42KN \\ V_y = 0KN \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^*}{b.d} = 0.026MPa$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \cdot \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

donc les armatures transversales c'est pas nécessaire.

### A PELS :

#### **-vérification des contraintes**

On vérifie les contraintes de béton et les contraintes d'aciers.

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

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

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}}\right)$$

Tous les résultats seront calculés dans le tableau suivant :

	sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Condition $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	//Lx	1,32	3,37	6742,6	0,66	15	Vérifie
	//Ly	0,2	2,27	4648,65	0,12	15	Vérifie
Appui	//Lx	0,47	2,77	4648,65	0,28	15	Vérifie

**TAB .III 10: Vérification des contraintes.**

#### • La contrainte dans l'acier :

On vérifie que :  $\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma_{st}}$

Tel que :  $\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}\right)$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

On résume les calculs dans le tableau suivante :

	sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Condition $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$
Travée	//Lx	1,32	3,37	6742,6	28.28	201.63	Non Vérifie
	//Ly	0,2	2,27	4648,65	6.60	201.63	Vérifie
Appui	//Lx	0,47	2,77	4648,65	15.51	201.63	Vérifie

**TAB .III 11: Vérification des contraintes d'acier.**



**Etat limite de déformation**

1)

$$\frac{h}{l_x} \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \right) \right] \rightarrow 0.272 \geq \max[(0.0375; 0.042)] \dots \text{condition vérifiée}$$

$$0.272 \geq 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2)

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.03 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{condition non vérifiée}$$

→ Donc on doit vérifier la flèche :

- **Sens X – X:**

$$L_x = 0.5m < 5m \rightarrow \bar{f} = \frac{0.55}{500} = 0.1$$

- **Sens Y – Y:**

$$L_y = 1.9m < 5m \rightarrow \bar{f} = \frac{1.9}{500} = 0.38$$

	<b>Sens X – X</b>	<b>Sens Y – Y</b>
$I_0(m)^4$	29908,82	29263,9
$\rho$	0,003	0,002
$\lambda_i$	6,94	10,87
$\lambda_v$	2,77	4,35
$M_g(kn.m)$	0,796	0,125
$M_j(kn.m)$	0,562	0,009
$M_p(kn.m)$	0,132	0,21
$\sigma_{sg}(MPa)$	17,063	4,13
$\sigma_{sj}(MPa)$	12,05	2,92
$\sigma_{sp}(MPa)$	28,31	6,85
$\mu_j$	0	0
$\mu_g$	0	0
$\mu_p$	0	0
$I_{fgv}(m^4)$	32899,1	32190
$I_{fji}(m^4)$	32899,1	32190
$I_{fpi}(cm^4)$	32899,1	32190
$I_{fgi}(m^4)$	32899,1	32190
$f_{gv}(m)$	0,07	0,129
$f_{ji}(mm)$	0,015	0,03
$f_{pi}(mm)$	0,04	0,07
$f_{gi}(mm)$	0,022	0,04
$\Delta f(mm)$	0,075	0,013
$\bar{f}(mm)$	0,11	0,38
<b>Observation</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

TAB .III 12: Évaluation de la flèche dans la dalle plane Dp2.

## Schéma de ferrailage Dp2 :

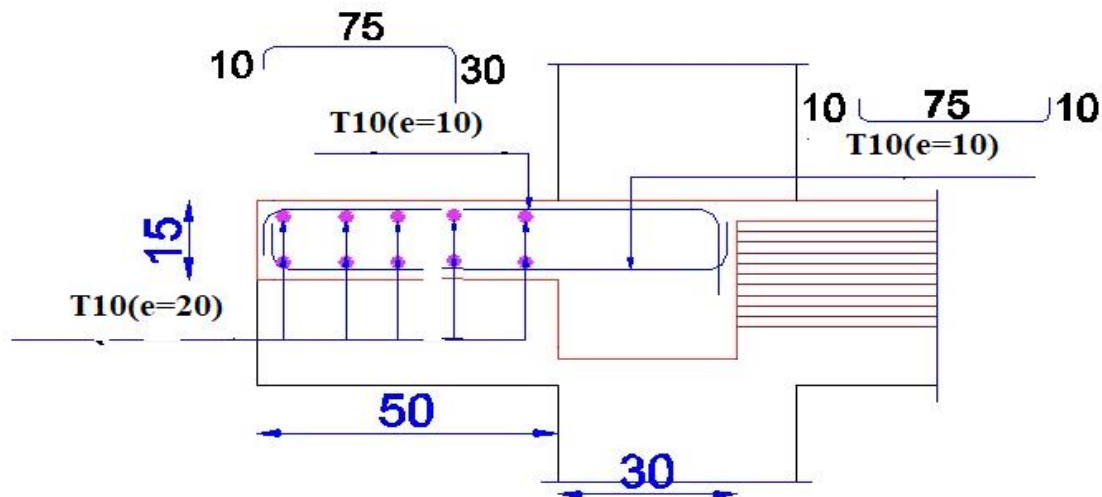


Fig. III 6: Schéma de ferrailage de dalle balcon Dp2.

## III.3. Etude des escaliers

Les escaliers sont des éléments importants, ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces diverses.

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

## III.3.1. Escalier a deux volées

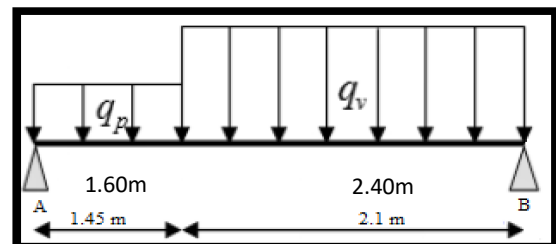
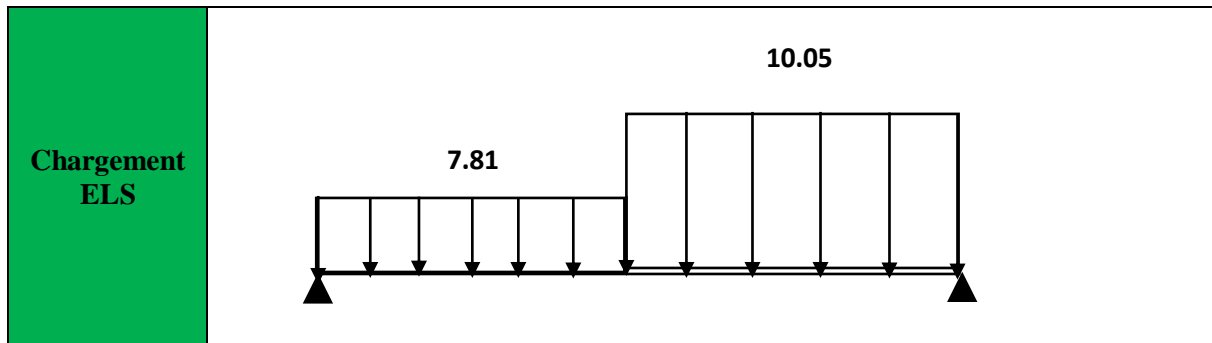


Fig. III.7: Schéma statique de l'escalier.

$G_v = 7.55 \text{ KN/m}^2$	
$G_p = 5.31 \text{ KN/m}^2$	
$Q_v = Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$	
Schéma Statique	
Chargement ELU	



TAB .III 13: Schéma Statique d'escalier à ELU et ELS.

$$\text{Volée : } \begin{cases} \text{ELU: } q_v^u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 13.94 \text{ KN} \\ \text{ELS: } q_v^s = G_v + Q_v = 10.05 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} \text{ELU: } q_p^u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 10.92 \text{ KN} \\ \text{ELS: } q_p^s = G_v + Q_v = 7.81 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 50.93 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} R_A = 24.02 \text{ KN} \\ R_B = 26.91 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} R_A = 17.23 \text{ KN} \\ R_B = 19.38 \text{ KN} \end{cases}$$

- Effort tranchant et les moments fléchissant

ELU : tronçons  $0 \leq x \leq 1.6$  :

$$\begin{cases} T_Y = -10.92x + 24.04 \\ M_Z = -5.46x^2 + 24.02x \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 24.02 \text{ KN} \\ T(1.6) = 6.55 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.6) = 24.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçons  $1.6 \leq x \leq 4$  :

$$\begin{cases} T_Y = -13.94x + 28.85 \\ M_Z = -6.97x^2 + 28.85x - 3.87 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(1.6) = 6.55 \text{ KN.m} \\ T(4) = -26.91 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} M(1.6) = 24.45 \text{ KN.m} \\ M(4) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de  $M^{max}$  :  $M(x) \Rightarrow \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -13.94 + 28.85x = 2.7 \text{ m} \rightarrow x = 2.07 \text{ m}$

$$\text{donc } M^{max} = 19.55 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85.M^{max} \\ M_a = -0.3.M^{max} \end{cases}$$

ELS : tronçons  $0 \leq x \leq 1.6$  :

$$\begin{cases} T_Y = -7.81x + 17.23 \\ M_Z = -3.905x^2 + 17.23x \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 17.23 \text{ KN} \\ T(1.6) = 4.73 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.6) = 17.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçons  $1.6 \leq x \leq 4$  :

$$\begin{cases} T_Y = -10.05x + 20.81 \\ M_Z = -5.025x^2 + 20.81x - 2.87 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(1.6) = 4.73 \text{ KN.m} \\ T(4) = 19.38 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} M(1.6) = 17.57 \text{ KN.m} \\ M(4) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de  $M^{max}$  :  $M(x) \Rightarrow \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -13.94 + 28.85x = 2.7 \text{ m} \rightarrow x = 2.07 \text{ m}$

$$\text{donc } M^{max} = 19.55 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85.M^{max} \\ M_a = -0.3.M^{max} \end{cases}$$

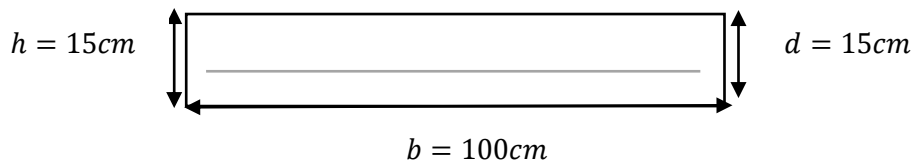
	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$V_{max}(\text{KN})$
<b>ELU</b>	24.45	22.08	-7.80	26.91
<b>ELS</b>	17.57	15.88	-5.6	19.38

**TAB .III 14: les sollicitations dans l'escalier.**

### III.3.2. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{max}$  en travée et  $M_a^{max}$  en appuis pour une

Section (b x e), b=1 ml



**En Travée :**

$$M_t^{max} = 22.05 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = 0.092 < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092})$$

$$\alpha = 0.121$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.121)$$

$$z = 0.123 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{13.715 \cdot 10^{-3}}{0.123 \times 348} = 2.25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 5.16 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

On résume les calculs dans le tableau suivant :

	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En Travée	22.08	0.092	0.121	0.123	5.16	6HA12=6.79
En appuis	7.80	0.033	0.042	0.128	1.75	6HA10=4.71

TAB .III 15: Calcul du ferrailage d'escalier

## Vérifications à L'ELU :

- **Vérification de la condition non fragilité**

On doit vérifier les conditions suivant :

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

$$\text{avec: } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 23 * 100 * 13 * \frac{2.1}{100}$$

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

## Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{26.91 \times 10^{-3}}{0.1 * 13} = 0.207 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} ; \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## Pas de risque de cisaillement.

- **Calcul des armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2 \text{ on choisit : } 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4\text{HA}10.$$

$$\text{En Appui : } A_t \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2 \text{ on choisit : } 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4\text{HA}10.$$

## Espacement des barres

$$\text{En longitudinales : } S_t = 16.67 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}.$$

$$\text{En transversale : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}.$$

✓ L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui d'après le BEAL91 :

✓ L'influence sur le béton :

On vérifié que :

$$V_{max} \leq 0.27 * b * f_{c28}$$

$$\text{tel que: } a = 0.9d = 0.9 * 0.13 = 0.117 \text{ m}$$

$$0.267 * b * f_{c28} = 0.267 * 0.117 * 1 * 25 = 0.78 \text{ MN}$$

$$V_u^{max} = 0.02691 \text{ MN} < 0.78 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

✓ L'influence sur les armatures longitudinales :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$$

$$\text{tel que: } A_L = 6.79 + 4.71 = 11.50 \text{ cm}^2.$$

$$A_L = 11.50 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} * 26.91 * 10^{-3} = 0.77 \text{ cm}^2 \dots \text{conditions vérifiées.}$$

Vérification à L'ELS :

#### Vérification des contraintes

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

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

Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	15.88	4.23	10356.48	6.49	15	vérifiée
Appui	5.6	3.64	6545.32	3.11	15	vérifiée

TAB .III 16: Vérification des contraintes de compression dans le béton.

#### Vérification de la flèche

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

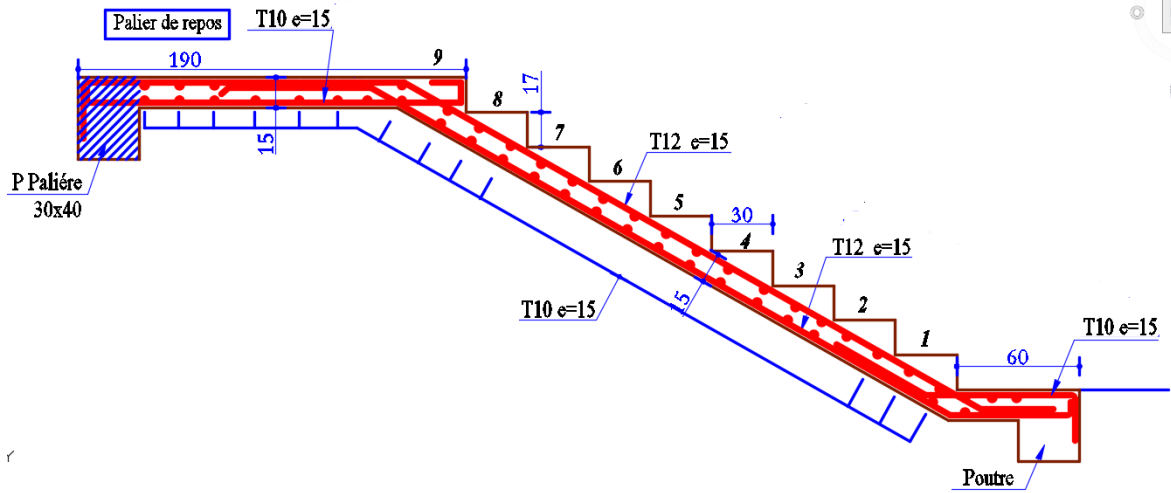
$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{445} = 0.00337 \leq 0.0625 \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Tant que la première condition n'est pas vérifiée, la vérification de la flèche est nécessaire.

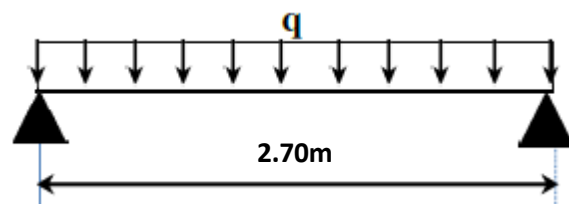
L(m)	4.55	$\mu_j$	0.2
b(cm)	1	$\mu_g$	0.3
$b_0$ (cm)	0.15	$\mu_p$	0.42
$M_g$ (kn.m)	11.88	$I_{f_{gi}}$ (cm <sup>4</sup> )	94932
$M_j$ (kn.m)	9.38	$I_{f_{ji}}$ (cm <sup>4</sup> )	116374
$M_p$ (kn.m)	15.89	$I_{f_{pi}}$ (cm <sup>4</sup> )	78170
$Y_g$ (cm)	4.23	$I_{f_{gv}}$ (cm <sup>4</sup> )	141331
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	190581	$f_{gv}$ (mm)	0.124
$\rho$	0.0052	$f_{ji}$ (mm)	0.04
$\lambda_i$	4.04	$f_{pi}$ (mm)	0.100
$\lambda_p$	1.62	$f_{gi}$ (mm)	0.062
$\sigma_{stj}$ (MPa)	119.18	$\Delta f$ (mm)	0.122
$\sigma_{stg}$ (MPa)	150.96	$\bar{f}_{adm}$ (mm)	0.80
$\sigma_{stp}$ (MPa)	201.88	Observation $\Delta f < \bar{f}_{adm}$	Vérifiée

**TAB .III 4: vérification de la flèche d'escalier.**

Donc le ferrailage total est :  $A_s = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**Schéma de ferrailage**

**Fig. III 8: Schéma de ferrailage des escaliers.**

**III.3. Etude de La poutre palière**

**Fig. III 9: Schéma statique de la poutre palière**

- **Pré dimensionnement de la poutre :** d'après la condition de la flèche définit par la *BAEL91* :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18\text{cm} \leq h \leq 27\text{cm}$$

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

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

$$1/4 \leq h/b \leq 4. \quad : \text{D'après les exigences du RPA99/2003 on prend (b=30cm.h=40cm)}$$

- **Les sollicitations sur la poutre**

- ✓ Poids propre du mur

$$g_m = 2.93 * (3.06 - 0.4) = 7.80\text{KN/ml}$$

- ✓ Poids propre de la poutre

$$g_0 = 25 * 0.3 * 0.4 = 3\text{KN/ml}$$

- ✓ La transmise par les escalier : c'est la réactions d'appuis  $\begin{cases} \text{ELU: } R_A = 24.02\text{KN} \\ \text{ELS: } R_A = 17.23\text{KN} \end{cases}$

- Calcul a la flexion simple

$$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_A = 1.35(3 + 7.80) + 24.02$$

$$P_u = 27.932 \text{ KN/m}$$

$$P_s = g_0 + g_m + R_A = 3 + 7.80 + 24.02$$

$$P_s = 28.03 \text{ KN/ml}$$

- Les moments et les efforts tranchants :

	A ELU	A ELS
$M_0 = \frac{P_u * l^2}{8}$	$M_0^u = 35.17 \text{ KN.m}$	$M_0^s = 25.54 \text{ KN.m}$
$M_t = 0.8 M_0$	$M_t^u = 29.90 \text{ KN.m}$	$M_t^s = 21.71 \text{ KN.m}$
$M_a = -0.5 M_0$	$M_a^u = -17.59 \text{ KN.m}$	$M_a^s = -12.77 \text{ KN.m}$
$V = \frac{P_u * l}{8}$	$V_u = 52.11 \text{ KN}$	$V_s = 37.84 \text{ K}$

TAB .III 18: les sollicitations dans la poutre palière.

- Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

On a :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 37 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et  $f_e = 400 \text{ MPa}$

En Travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.9 * 10^{-3}}{0.3 * 0.37^2 * 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.051})$$

$$\alpha = 0.065$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.37(1 - 0.4 * 0.065)$$

$$z = 0.36 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z * f_{st}} = \frac{29.90 * 10^{-3}}{0.36 * 348} = 2.39 \text{ m}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 * b * h * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 40 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% b * h = 0.005 * 30 * 40$$

$$A_{min}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$$

En appuis :

On résume les calculs dans le tableau suivant :

$M$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
-----	------------	----------	------------	---------------------------------	---------------------------------



(KN.m)					
17.59	0.030	0.038	0.364	1.39	6

TAB .III 19: Calcul le ferrailage poutre palier

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{44.69 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.465 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

→ Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Armatures transversales :** on fixe **St=15cm**

$$\begin{cases} a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ b) A_{trans} \geq \frac{b \times s_t \times (\tau_u - 0.3 f_{ct28})}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.078 \text{ cm}^2 \end{cases} A_{trans} = \max(0.45; 0.075) = 0.45 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section d'armature à la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée c'est le moment d'appuis de l'escalier  $M_t = \frac{7.80 \times 2.70}{2} = 10.53 \text{ KN.m}$

-U : périmètre de la section

-Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

-e : épaisseur de la paroi  $\Rightarrow e = h/6 = 5.83 \text{ cm}$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] \Rightarrow \Omega = 875 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] \Rightarrow U = 120 \text{ cm}$$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} \Rightarrow A_{tor} = 1.7 \text{ cm}^2$$

- **Section d'armature finale**

$$\begin{cases} \text{en travée: } A_{st} = A_{traFs} + \frac{A_{tor}}{2} = 2.39 + \frac{1.76}{2} = 3.27 \text{ cm}^2 \\ \text{on ferraille avec } A_{min}^{RPA} \text{ soit } A^a = 3HA12 + 3HA14 = 8.01 \text{ cm}^2 \\ \text{en appui: } A_{sa} = A_{appFs} + \frac{A_{tor}}{2} = 1.39 + \frac{1.76}{2} = 2.27 \text{ cm}^2 \\ \text{on ferraille avec } A_{min}^{RPA} \text{ soit } A^a = 3HA12 + 3HA14 = 8.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\text{Avec : } \tau_u = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL.}$$

$$\text{On a: } V_{max} = 52.11 \text{ KN} ; \quad \tau_{flexion} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{52.11 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.47 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8.95 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0875 \times 0.05} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \tau_u = 1.12 \text{ MPa} < \tau_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_e}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

**A la flexion simple :**

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$1) A_t \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e}$$

$$2) A_t \geq \frac{\gamma_s(\tau_v - 0.3f_{t28} * K) b * S_t}{0.9f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\text{tel que } \begin{cases} K = 1 (\text{flexion simple}) \\ \alpha = 90^\circ \\ \sin\alpha = 1; \cos\alpha = 0 \end{cases}$$

D'où

$$A_t = \max(A_t^1 \text{ et } A_t^2) = \max(0.30 \text{ cm}^2; 0.47 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0.003 * S * b = 0.003 * 10 * 30$$

$$A_{t \min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

**A la torsion :**

$$A_{t \text{ flexion}} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ Torsion}} = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{8.95 * 10^{-3} * 0.10 * 1.15}{2 * 0.0875 * 400}$$

$$A_{t \text{ Torsion}} = 0.15 \text{ cm}^2$$

D'où :  $A_t = A_{t \text{ flexion}} + A_{t \text{ Torsion}} = 0.9 + 0.15 = 1.05 \text{ cm}^2$  ; soit un cadre et un étrier Ø8 = 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>

#### • Vérification à ELS

État limite de compression de béton.

On vérifie que :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{Y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0 \quad \text{d'où } A' = 0$$

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

Les résultats des vérifications des contraintes sont récapitulés dans ce tableau :

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travée	21.71	13.67	90941.29	3.26	15	vérifiée
Appui	12.77	13.6	90941.26	1.9	15	vérifiée

**TAB .III 20: Vérification des contraintes de compression dans le béton.**

#### • Evaluation de la flèche :

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.1481 > 0.0625 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \rightarrow 0.1481 > 0.085$$

$$\checkmark \frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0072 \leq 0.0105$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

#### • Schéma de ferrailage

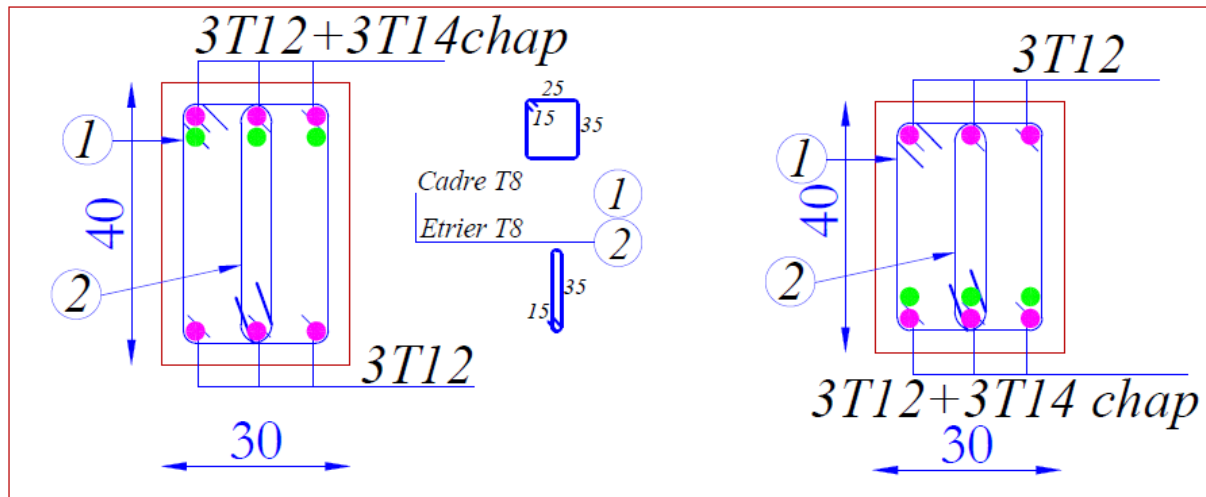


Fig. III 1: schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.4. Étude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort ( $F_p$ ) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

#### III.4.1. Hypothèses de calcul

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considérée préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

#### III.4.2. Charge horizontale (Charge sismique)

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

**RPA99 (article 6.2.3).**

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans

Le **RPA99 (Tableau 4.1)**

$C_p$  : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8

**RPA99 (Tableau 6.1)**  $W_p$ : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone **IIa** (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,04 \text{ KN / ml.} \end{cases} \quad F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,04 \Rightarrow F_p = 0,9792 \text{ KN}$$

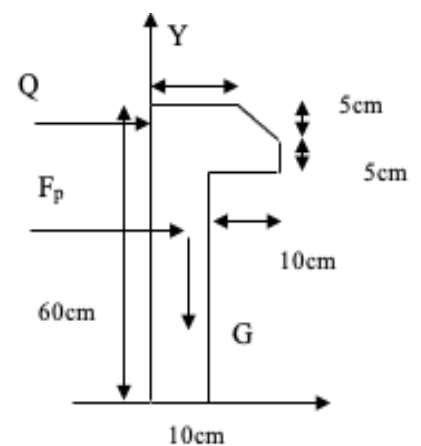


Fig. III 11: Coupe transversale de l'acrotère.

#### III.4.3. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6.20cm \\ Y_G = 33.01cm \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.04KN$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0.98 \times 0.3301 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3235KN.m$$

➤ **Combinaisons d'action de l'acrotère :**

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + Fp	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.04	2.75	2.04
M (KN.m)	0.923	0.9	0.6

**TAB .III 21: Les sollicitations de l'acrotère.**

**Les sollicitations max pour ferrailages sont :**

$$N_{max} = 2.75KN ;$$

$$M_{max} = 0.9KN.m ;$$

$$V_{max} = 1.98KN.$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.75} = 0.33m \quad \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m ; e_0 > \frac{h}{6}$$

Le Centre de pression se trouve à l'extrémité de la section et  $N_u$  est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment :  $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{Mu}{Nu}$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :  $e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm . L/250)$$

L : portée de l'élément =60cm

$$e_a = \max (2cm . 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \text{ CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} ; M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1\text{m}$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.8\text{cm} \quad \text{D'où : } e = 33 + 2 + 0.8 = 36\text{cm}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.75 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.75 \times 0.36 = 0.99 \text{ KN.m}$$

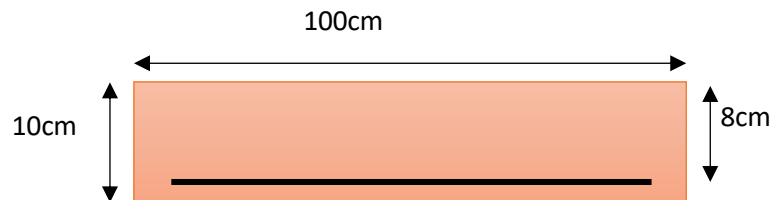


Fig. III 12: Section à ferrailer.

#### III.4.4. Ferrailage de l'acrotère

##### • Calcul à l'ELU

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  rapporté au Centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.059 \text{ KNm}.$$

-le ferrailage de l'acrotère est résumé dans le tableau suivant :

$M_f(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(\text{m})$	$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$
1.059	0.0132	0.0166	0.0745	0.408	0.4

TAB .III 22: ferrailage de l'acrotère

#### III.4.5. Vérifications à l'ELU

##### • La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.906 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte : } A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

##### • Vérifications au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_{ops} + Q = 0.98 + 1 = 1.98 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 0.026 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \min (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.026 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = \boxed{4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm.}$  On adopte  $S_t = 25 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm.}$  On adopte  $S_t = 15 \text{ cm.}$

- **Vérifications de l'adhérence**

$$\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots \dots \dots \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$  : la Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 1 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 12.56 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.224 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10043) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa (RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement ;  $\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

### III.4.6. Vérifications à l'ELS (vérification des contraintes).

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$  et  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

**Position de l'axe neutre**  $C = d - e_A$  ;

Tel que  $e_A$  : distance du Centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.04} = 0.294 \text{ m} \Rightarrow e_A > \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.294 = -0.244 \text{ m} = -24.4 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0.244^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.075 - 0.244) = -0.18 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -0.027 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.476 y_c - 0.12 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$y_c = 0.275 \text{ m} \quad y = 0.03 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y) \Rightarrow \mu_t = 4.41 * 10^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2.04 \times 10^{-3} \times 0.03}{4.41 \times 10^{-4}} = 0.139 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s = 3.122 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## Ferrailage Acrotères.

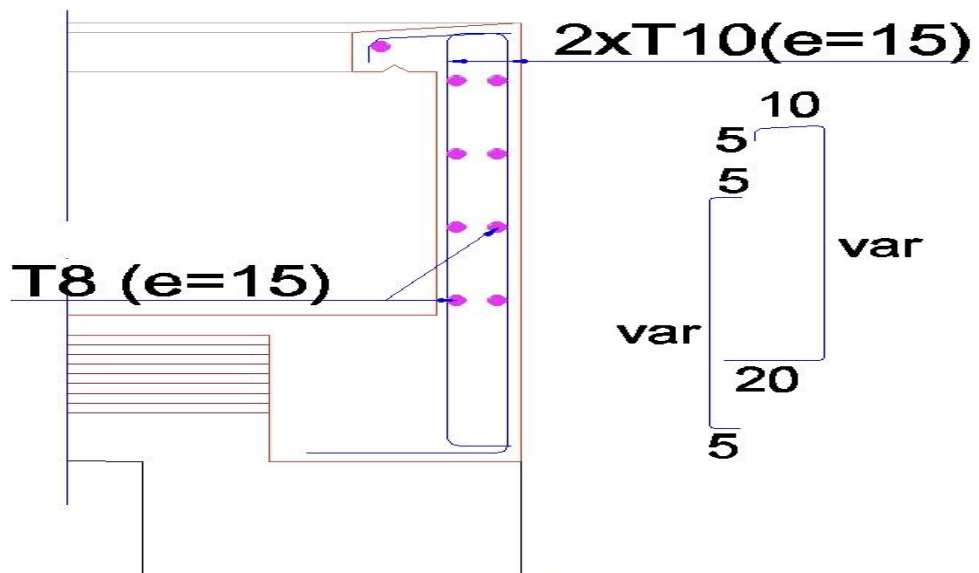
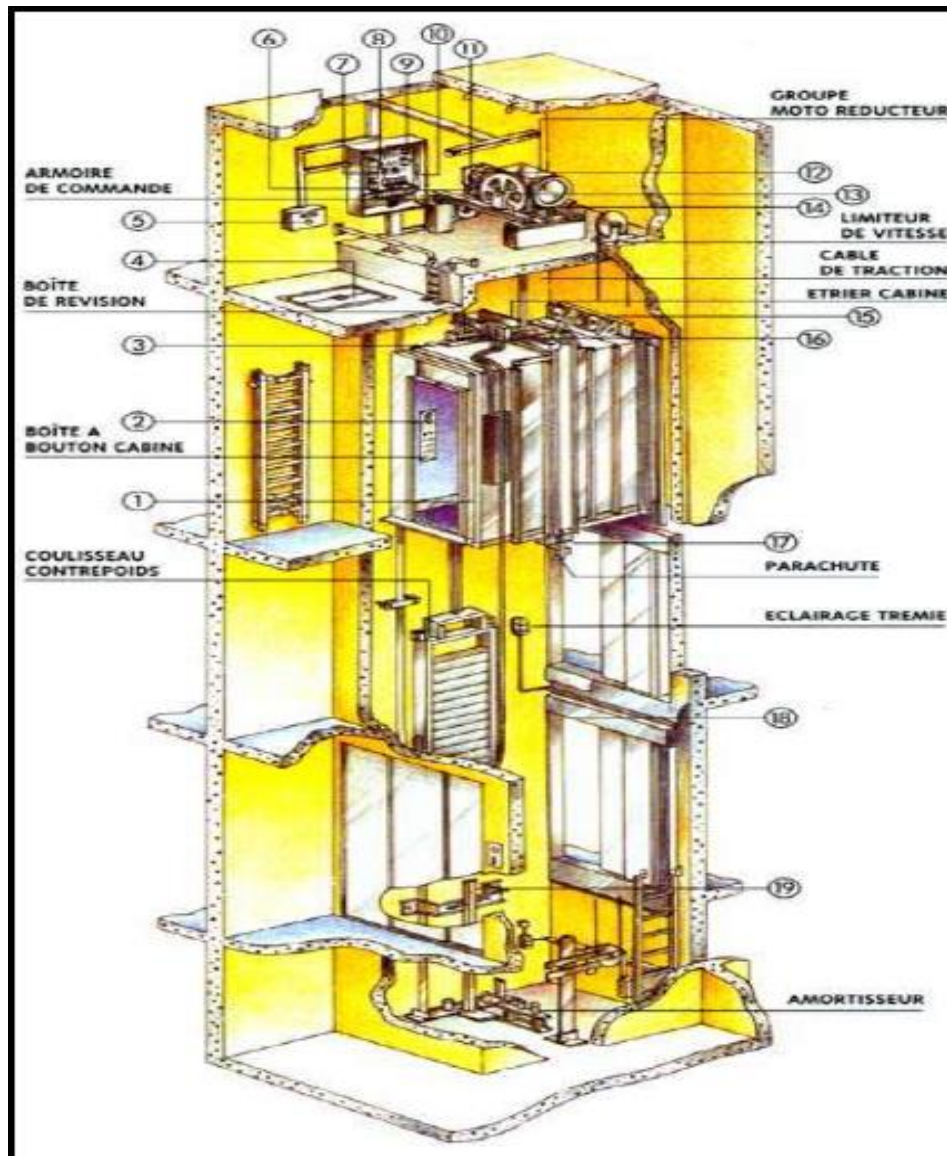


Fig. III 13:schéma ferrailage de l'acrotère.

### III.5. Étude de l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction. Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes. Dans notre projet l'ascenseur relie le RDC jusqu'au dernier niveau. Nous allons procéder à l'étude de la dalle, il s'agit de la dalle située en haut (c.-à-d. en dessous de la toiture), elle sera calculée sous charge répartie et concentré, cette dalle précisément est calculer et ferrailler pour supporter le poids du mécanisme situé dans cette dernière.



**Fig. III 14: Ascenseur électromécanique**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule

$$n = \frac{\text{charge minimale}}{75} = 8.4$$

Dans notre bâtiment on adopte un ascenseur pour 8 personnes



- .  $L_x = 1.80\text{m}$ .
- .  $L_y = 2.40\text{m}$ .
- .  $H = 2.20\text{m}$ .
- .  $F_c$ : charge due à la cuvette = 145KN.
- .  $D_m$ : charge due à l'ascenseur = 82KN.
- .  $P_m$  : charge due à la salle des machines = 51KN.
- .  $P_p$ : La charge nominale est de 630kg.
- . Vitesse  $V = 1.6\text{m/s}$

$$g = D_m + P_m + P_p = 103.3\text{KN}$$

### Etude de la dalle du local machine

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \rightarrow 4 \leq e \leq 4.5$$

$e \geq 11\text{cm}$ . 2H de coupe – feu.

$e \geq 13\text{cm}$ . Isolation phonique.

On prend  $e = 15\text{cm}$ .

- **Etude de la dalle de l'ascenseur**

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour quelle puisse supporter les charges importantes qui lui sont appliquées.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{240} = 0.75 \geq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

- **Evaluation des charges et surcharges :**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN /m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon	0.03	20	0.6
Etanchéité	0.015	6	0.11
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	22	0.44
Forme de pente	0.03	22	0.66
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G=5.55 KN/m<sup>2</sup></b>		
<b>Charge d'exploitation</b>	<b>Q=1 KN/m<sup>2</sup></b>		

**TAB .III 23: Evaluation des charges et surcharges d'ascenseur**

$$G' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{4.32} = 33.56\text{KN/m}^2$$

$$G_{TOT} = G + G' = 5.55 + 33.56 = 39.11\text{KN/m}^2$$

- **Charges sur la dalle**

$$ELU : q_u = 1.35 G_{TOT} + 1.5 Q = 54.30\text{KN/m}^2$$

$$ELS : q_s = G_{TOT} + Q = 40.11\text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0.75 \geq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$\rho$ : on se réfère à l'annexe 01  $\begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$

- Calcul de  $M_{x_0}$  et  $M_{y_0}$  :

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0621 \times 54.30 \times 1.8^2 = 10.93 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.5105 \times 10.93 = 5.58 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_t^{x,y} = 0.75 M_0^{x,y} \\ \text{En appuis: } M_a^{x,y} = -0.5 M_0^{x,y} \end{cases}$$

Sens x - x :  $\begin{cases} M_t^x = 8.2 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -5.47 \text{ KN.m} \end{cases}$

Sens y - y :  $\begin{cases} M_t^y = 4.19 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -5.47 \text{ KN.m} \end{cases}$

L'effort tranchant :

$$\rho \geq 0.4 \begin{cases} V_x = \frac{ql_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 37.12 \text{ KN} \\ V_y = \frac{ql_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 15.66 \text{ KN} \end{cases}$$

- Ferrailage :

A la flexion simple pour une bande de 1m et 15cm d'épaisseur

$$\text{en travée} \begin{cases} d_x = 13.5 \text{ cm} \\ d_y = 12.5 \text{ cm} \end{cases}$$

- Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.037 < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037})$$

$$\alpha = 0.047$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.37(1 - 0.4 \times 0.047)$$

$$z = 0.123 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{8.20 \times 10^{-3}}{0.123 \times 348}$$

$$A_t = 1.92 \text{ cm}^2$$

- Sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.19 * 10^{-3}}{1 * 0.135^2 * 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.016 < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.016})$$

$$\alpha = 0.02$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.37(1 - 0.4 * 0.02)$$

$$z = 0.133m$$

$$A_t = \frac{M_u}{z * f_{st}} = \frac{4.19 * 10^{-3}}{0.133 * 348}$$

$$A_t = 0.91cm^2$$

- Conditions non fragilité :

$$\begin{cases} e = 15cm > 12cm \\ \rho = 0.75 > 0.4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 * \frac{(3-f)}{2} b * e \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases} \rightarrow \text{avec } \rho_0 = 0.0008 \dots FeE400$$

donc :

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.35cm^2 \\ A_y^{min} = 1.20cm^2 \end{cases}$$

	sens	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
<b>Travée</b>	//Lx	8.2	0.037	0.047	0.123	1.92	1.35	<b>7HA10</b> <b>=5.50</b>
	//Ly	5.19	0.016	0.020	0.133	0.91	1.20	<b>7HA10</b> <b>=5.50</b>
<b>Appui</b>	//Lx	5.47	0.025	0.032	0.123	1.28	1.35	<b>7HA10</b> <b>=5.50</b>
	//Ly	<b>5.47</b>	<b>0.021</b>	<b>0.027</b>	<b>0.133</b>	<b>1.18</b>	<b>1.20</b>	<b>7HA10</b> <b>=5.50</b>

**TAB .III 5: calcul le ferrailage d'ascenseur**

- 
- Calcul des espacements :

La fissuration est nuisible  $S_t = \frac{b-c}{n-1} < \min(2e ; 25cm)$

$$\text{sens } x - x: S_t = \frac{100 - 2e}{7 - 1} = 15.83 < 25cm$$

$$\text{sens } y - y: S_t = \frac{95}{6} = 15.83 < 25cm$$

$$\text{soit } \begin{cases} \text{sens } x - x \rightarrow S_t = 15cm \\ \text{sens } y - y \rightarrow S_t = 15cm \end{cases}$$

- **Vérification à l'ELS :  $v=0.2$**

$$\rho = 0.75 \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$$

$$q_{ser} = G_{TOT} + Q = 39.11 + 1 = \frac{40.11 \text{ KN}}{m^2}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 8.89 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 5.73 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments :**

$$\text{Sens } x - x : \begin{cases} M_{tser}^x = 6.67 \text{ KN.m} \\ M_{aser}^x = -4.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Sens } y - y : \begin{cases} M_{tser}^y = 4.30 \text{ KN.m} \\ M_{aser}^y = -4.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

On vérifie les contraintes de béton et les contraintes d'aciers.

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

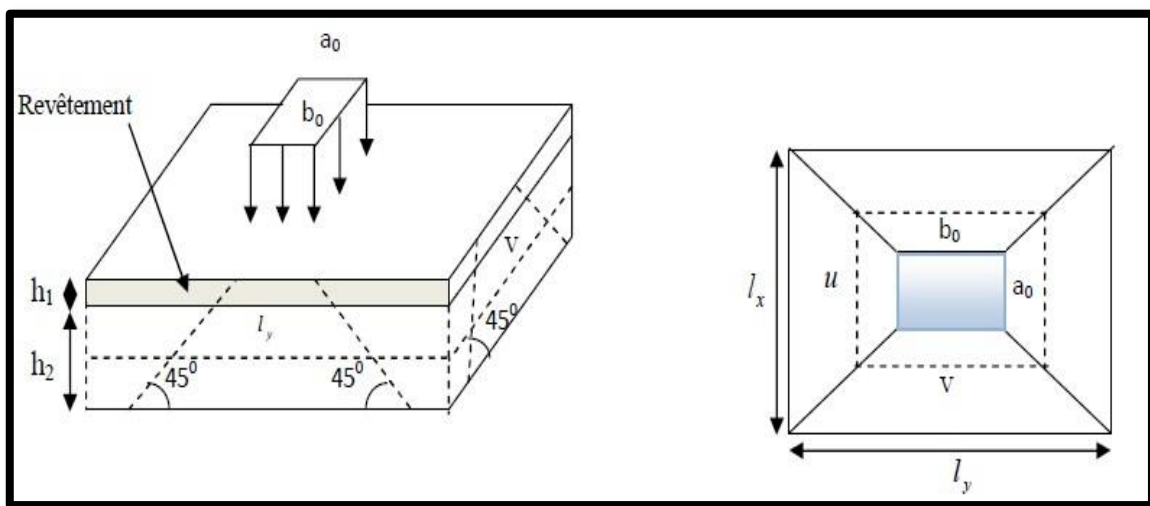
Le même chose pour les deux sens :

$$A = 5.50 \text{ cm}^2 \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 12.5 \text{ cm} \quad y = 3.80 \text{ cm}$$

$$I = 8073.50 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.67 \cdot 10^{-3}}{8073.50 \cdot 10^{-8}} \cdot 3.80 \cdot 10^{-2} = 3.14 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Calcul rectangle d'impact ( $U, V$ ) :**



**Fig. III 15: Schéma représentant la surface d'impact**

$$\begin{cases} U = a + h + \Psi h_1 \\ V = b + h + \Psi h_1 \end{cases}$$

$a \times b$ : Surface sur le quelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$U \times V$ : Surface d'impact

$$\begin{cases} a, U \rightarrow dimension // Lx \\ b, V \rightarrow dimension // Ly \end{cases}$$

Avec :  $a \times b$  : Surface de charge =  $(70 \times 90)cm^2$

$h_1$ : Espacement du revêtement (5cm).

$\Psi$ : Coefficient dépend du type de revêtement.

$$\Psi \begin{cases} 0.75 \text{ revêtement moins résistant} \\ 1 \text{ pour le revêtement en béton} \end{cases}$$

Donc :

$$U = 70 + 15 + 1 \times 5 = 90cm$$

$$V = 90 + 15 + 1 \times 5 = 110cm$$

$$\begin{cases} U = 90cm \\ V = 110cm \end{cases} \rightarrow \begin{cases} lx = 180cm \\ ly = 240cm \end{cases}$$

• **Evaluation des moments sous charge concentré :**

$$\begin{cases} M_x = P_u(M_1 + vM_2) \\ M_y = P_u(vM_1 + M_2) \end{cases} \rightarrow \text{avec } v = \text{coefficient des poisson} \begin{cases} v = 0 \rightarrow ELU \\ v = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\text{On à : } g = D_m + P_m + P_{personne} = 82 + 15 + 6.3$$

$$g = 103.3KN$$

$$P_u = 1.35g = 1.35 \times 103.3$$

$$P_u = 139.46KN$$

$M_1$  et  $M_2$ : Sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougime **annexé II**

$M_1$  en fonction de :

$$\frac{u}{Lx} \text{ et } \rho$$

$M_2$  en fonction de :

$$\frac{u}{Ly} \text{ et } \rho \text{ et } \frac{u}{Lx} \text{ avec } \rho = 0.75$$

$$\frac{U}{Lx} = \frac{90}{180} = 0.5$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_1 = 13.15KN.m \\ M_2 = 10.02KN.m \end{cases}$$

$$\frac{V}{Ly} = \frac{110}{240} = 0.458$$

**Ferrailage :**

sens	$M_u$	$\square_{bu}$	$\alpha$	$Z$	$A_{cal}$
------	-------	----------------	----------	-----	-----------

		(KN. m)			(m)	(cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	11.82	0.025	0.032	0.177	1.91
	y-y	8.95	0.019	0.023	0.178	1.44
appuis		5.56	0.012	0.015	0.178	0.89

TAB .III 24: Ferrailage de la dalle supérieure d'ascenseur.

sens		$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	obseration
Travée	x-x	1.91	1.54	4HA8=2.01	Vérifiée
	y-y	1.44	1.44	4HA8=2.01	Vérifiée
appuis		0.89	1.44	4HA8=2.01	Vérifiée

TAB .III 25: Vérification de la condition de non fragilité.

Schéma de ferrailage :

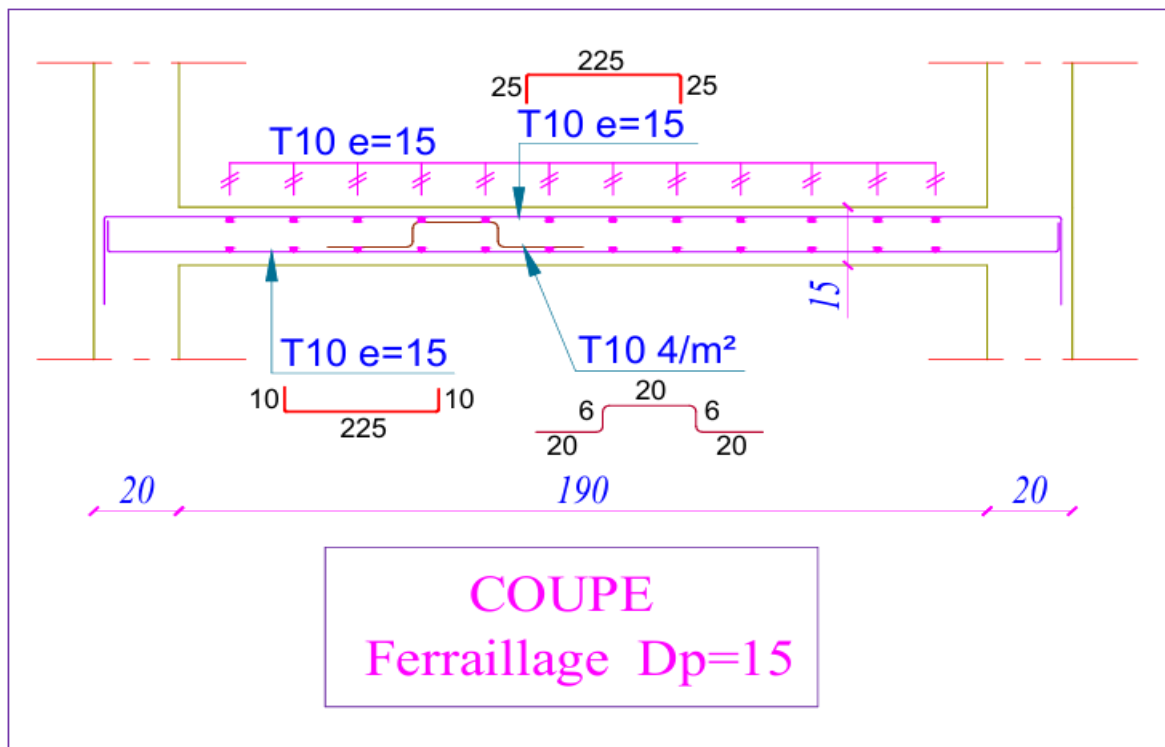
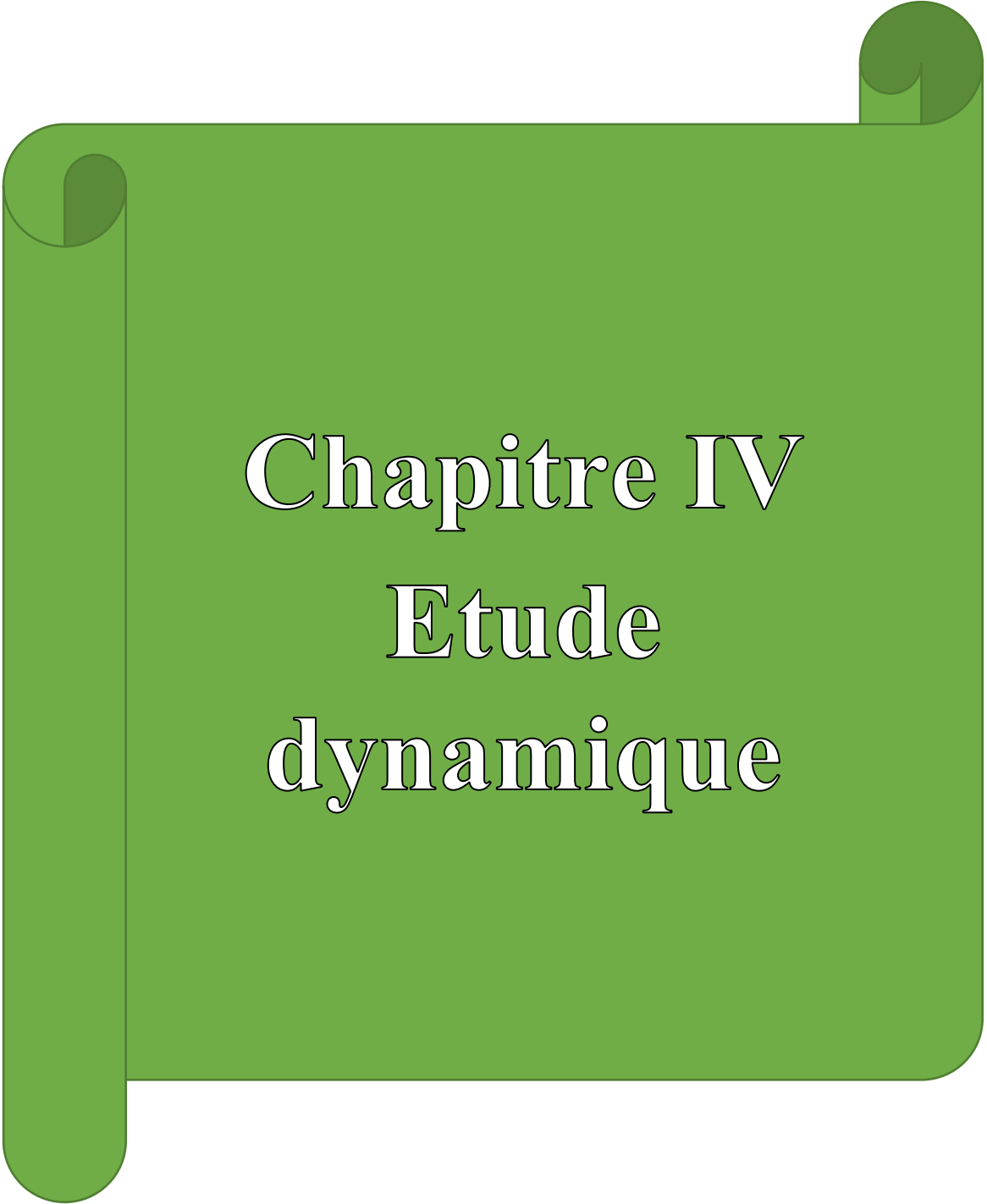


Fig. III 16: Schéma de ferrailage d'ascenseur

### III.6. Conclusion :

Dans ce chapitre il a été question de choisir une meilleure disposition des poutrelles dans les planchers en corps creux ce choix s'est fait en respectant le critère de la petite portée et celui de la continuité, cette étude a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Aussi nous avons opté pour un calcul de deux types de dalles une sur quatre appuis, l'autre sur trois appuis.

Dans cette partie aussi on fait étude de l'escalier. Nous sommes ensuite intéressés à l'étude de l'acrotère et de l'ascenseur.

A green scroll graphic with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both with rounded ends. The main body is a large green rectangle with rounded corners.

# Chapitre IV

## Etude dynamique

### IV.1. Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer au moins une protection acceptable des vies humaines et des constructions face aux risques du séisme par une conception et un dimensionnement approprié tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont :

- La résistance ;
- L'aspect architectural ;
- L'économie.

L'étude sismique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très compliqué. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des méthodes qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans certains cas de bâtiments, on ne peut pas éviter certaines formes qui sont asymétriques. Le concepteur doit tenir en étude des recommandations et satisfactions aux conditions de sécurités exigées par le règlement parasismique (mode de vibration, effort sismique à la base, effet P- $\Delta$ , Déplacement de la structure...).

#### IV.1.1. Classification et zone sismique de l'ouvrage selon le RPA99/2003

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir, la zone sismique, groupe d'usage, site, le système de contreventement et la régularité de la structure.

Selon la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas (l'annexe I) du RPA, La wilaya de **BEJAIA** est classée comme une zone de **moyenne sismicité (IIa)**.

#### IV.1.2. Importance de l'ouvrage (A3.2. /RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas : **H=25.08**) sont classées comme des ouvrages courants (importance moyenne : Groupe 2).

#### IV.1.3. Site (A3.3. /RPA99/2003)

Selon le rapport du sol, le site de notre projet est classé comme **site meuble (Site3)**.

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70
S <sub>3</sub> ⇔ T <sub>1</sub> (sec) = 0,15 / T <sub>2</sub> (sec) = 0,50				

Table. IV 1: Valeurs de T1 et T2

### IV.2. Le choix de type de contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.



Le bâtiment est situé en zone sismique (**IIa**) avec plus de quatre niveaux et il dépasse les 14m de hauteur, alors il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventements on optera pour un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction car ce système est le plus adéquat pour ce genre de bâtisse.

### IV .3. Modélisation de la structure

#### IV.3.1. Principe de Modélisation (A4.3.2. /RPA99/2003)

Pour les structures irrégulières et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par :

- ❖ Un modèle tridimensionnel (**Analyse 3D**) ;
- ❖ Un modèle encastré à la base ;
- ❖ Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers (**Diaphragme rigide**) avec trois **03 DDL** (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

#### IV.3.2. Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

Cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, la modélisation revient à représenter un problème physique possède un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de (DDL) en tenant en compte le possible de la masse, la rigidité de tous les éléments de la structure et l'amortissement.

#### IV.3.3. Programme utilisé pour la modélisation

- ♦ **Version** : Version 16.2.0
- ♦ **Nom du programme**: Extended 3D Analysis of Building Systems
- ♦ **Entreprise productrice** : Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA

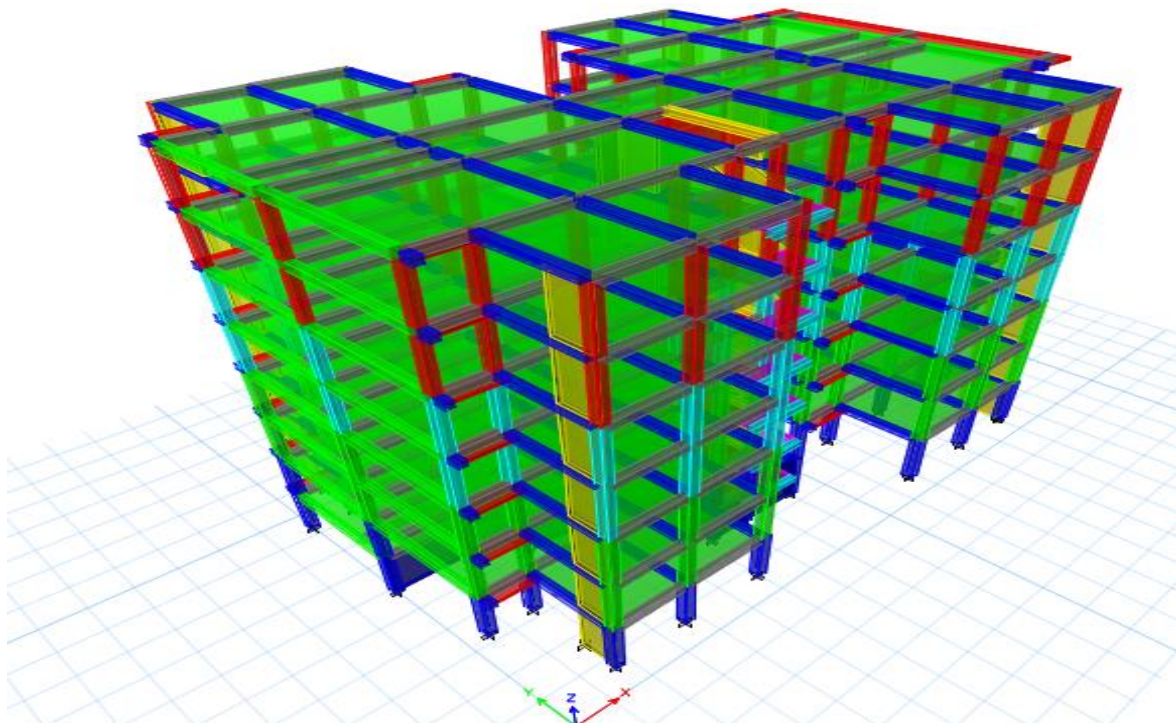


Fig. IV.1: Modélisation 3D de la Super- structure

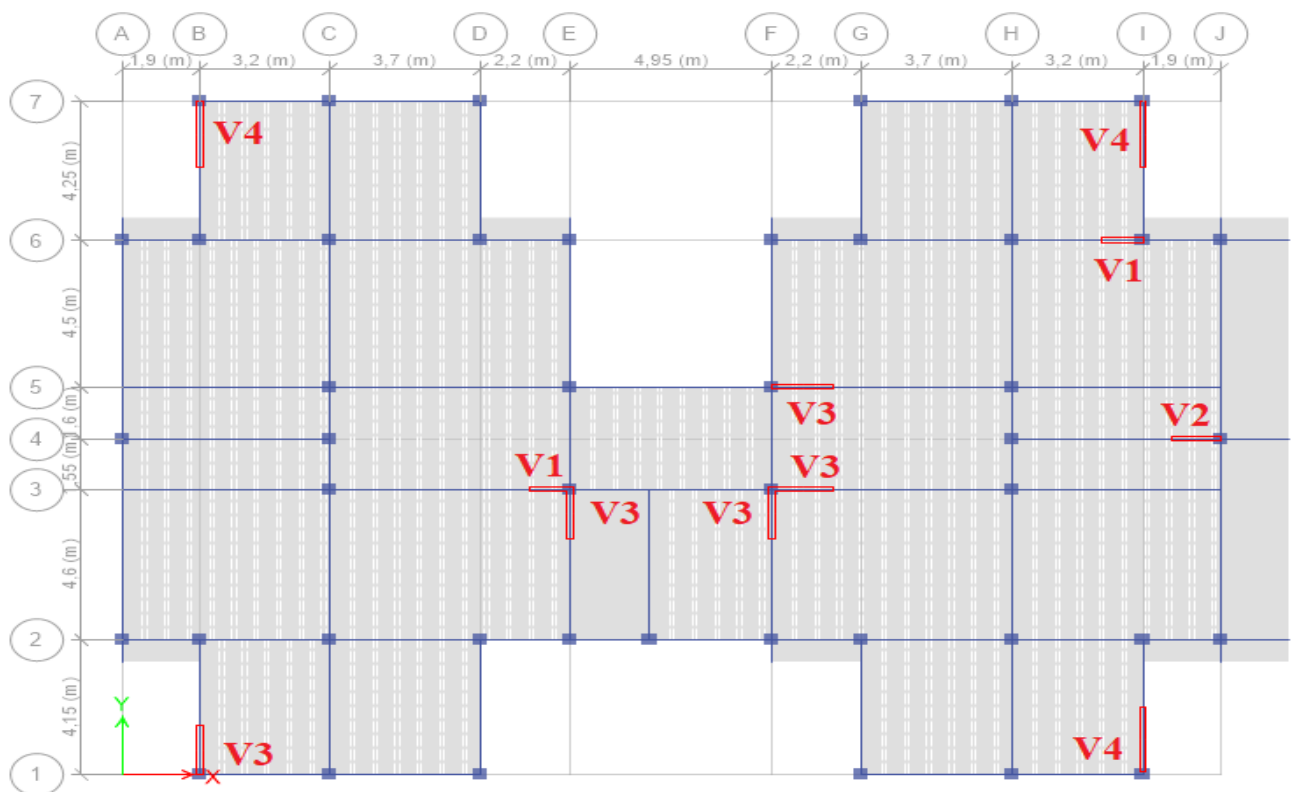


Fig.IV.2 : disposition des voiles

#### IV.4. Méthode de calcul

Selon le RPA 99 V 2003, le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

- **La méthode statique équivalente**

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle.

#### Fig. IV 1: Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) (**Article 4.2.1 RPA 99 v2003**)

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante (**Article 4.2.3 RPA 99 v2003**)

Tel que :

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**W** : Poids total de la structure.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**Q** : Facteur de qualité.

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure.

- **La méthode modale spectrale**

La méthode modale spectral est sans doute la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8 V_{\text{st}}$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de  $\frac{0.8V_{\text{st}}}{V_{\text{dyn}}}$

Avec :  $V_{\text{dyn}}$ : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$V_{\text{st}} = \frac{A.D.Q.W}{R}$ : Effort tranchant statique à la base.

Tel que :

- **A = 0.15** ----- Groupe d'usage 2 ----- Zone sismique.
- **R = 5**----- Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.
- **D**: Ce facteur est en fonction de la période fondamentale de la structure, et la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement  $\eta$ (RPA99 (Formule 4-2).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.764$$

Remplissage	Portique		Voile ou maçonnerie
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Table. IV 2: Détermination du "x (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003)

**Remarque** : donc on opte pour **Portiques et Voiles**  $\Rightarrow \xi = 10\%$

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique (10%)

**R** : Coefficient de comportement de la structure (**R = 5**)

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**T1= 0.15 / T2= 0.50**)

• **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques)

$$T = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} C_T \times H^{3/4} \dots (2) \\ \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \dots (1) \end{array} \right.$$

$H = 24.48m$  : hauteur totale du bâtiment (acrotère non comprises).

$C_T = 0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.

**(RPA99/2003(Tableau 4.6)).**

$L$  : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_X = 26.95 \\ L_Y = 20.65 \end{cases} \text{ Donc : } \begin{cases} T_X = \min(0.550, 0.424) = 0.55s \\ T_Y = (0.550, 0.484) = 0.55s \end{cases}$$

Donc les périodes statiques majorées de 30% sont :

$$\begin{cases} 1.3 \times T_X = 1.3 \times 0.55 = 0.715s \\ 1.3 \times T_Y = 1.3 \times 0.55 = 0.715s \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_X = 2.212991391 \\ D_Y = 1.949017829 \end{cases}$$

- $Q = 1 + \Sigma P_q$  (1 à 5) **(RPA99/2003 (Formule 4.4))**

**P.q.** : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant (Tableau IV.3.)

Valeur des pénalités $P_q$	Observation	$P_q / xx$	Observation	$P_q / yy$
1-Condition minimale sur les filles de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5-Contrôles de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0
<b>Totale</b>	<b><math>Q_x=1.2</math></b>		<b><math>Q_y=1.2</math></b>	

**Table. IV 3: Valeurs des pénalités**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \Leftrightarrow \begin{cases} W_{Gi} : \text{poids dû aux charges permanentes} \\ W_{Qi} : \text{charges d'exploitations} \end{cases}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.  $W_{Gi} = 30710.7381 \text{ KN}$ .

$W_{Qi}$ : Charges d'exploitation.  $W_{Qi} = 5439.8349 \text{ KN}$ .

$\beta$ : Concernant notre projet, on dispose de niveaux à usage d'habitation et niveau a usage commerciale donc les valeurs du coefficient de pondération sont  $\beta = 0.2$  et  $\beta = 0.6$  (RPA99/2003 (Formule 4.5))

Dans notre cas :  $W = 31798.70508 \text{ KN}$ .

Donc : La force sismique statique totale à la base de la structure est :  $\begin{cases} V_{stX} = 2438.57 \text{ KN} \\ V_{stY} = 2231.46 \text{ KN} \end{cases}$

### IV.5. Spectre de réponse sismique (A4.2.3. RPA99/2003)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone (**A=0,15**)

**η**: Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = \mathbf{0,764}$$

**ξ**: Pourcentage d'amortissement critique (**ξ=10%**)

**R** : Coefficient de comportement de la structure (**R=5**)

**T1, T2**: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**T1= 0,15 / T2= 0,50**)

**Q**: Facteur de qualité (**Q<sub>x</sub>=1,2, Q<sub>y</sub>=1,2**)

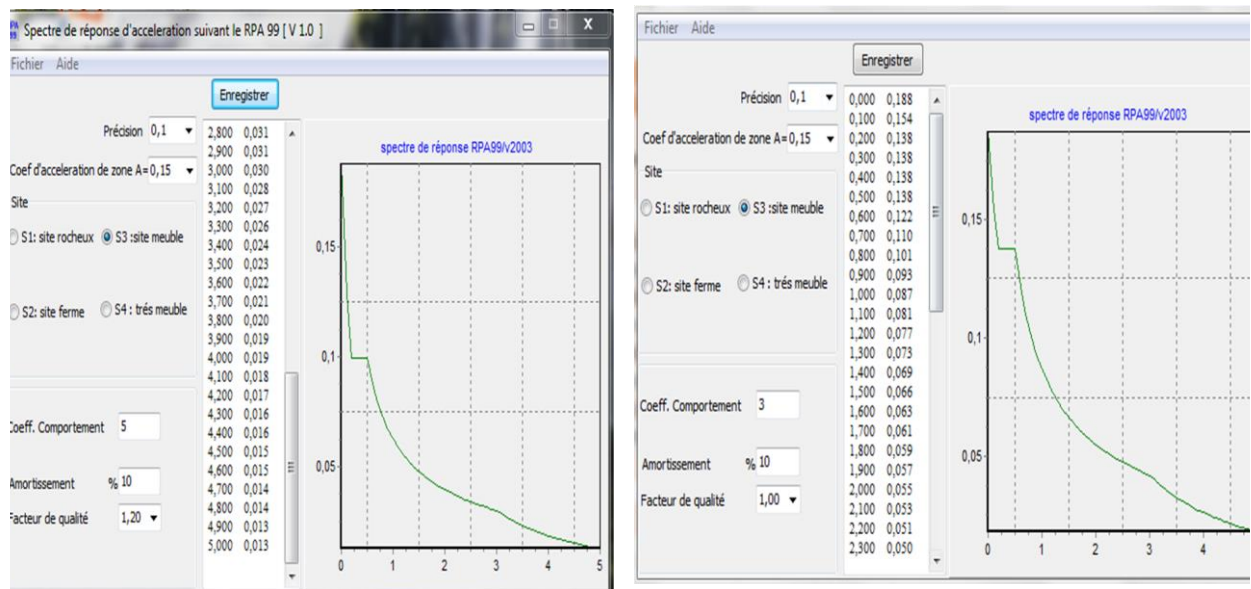


Fig. IV 3: Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003

Case mode	Périodes	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal 1	0,778	0,6628	0,0134	0,6628	0,0134	0,0429
Modal 2	0,73	0,0078	0,6794	0,6705	0,6928	0,058
Modal 3	0,69	0,0522	0,0091	0,7228	0,7019	0,7265
Modal 4	0,247	0,1161	0,0008	0,8388	0,7027	0,7285
Modal 5	0,218	0,0002	0,1173	0,8391	0,82	0,7423
Modal 6	0,211	0,0015	0,0149	0,8406	0,8349	0,8619
Modal 7	0,154	0,0002	0,0002	0,8407	0,8351	0,8619
Modal 8	0,132	0,0465	0,0003	0,8872	0,8354	0,8622
Modal 9	0,122	0,0019	0	0,8891	0,8354	0,8623

Modal 10	0,109	0,0003	0,0301	0,8894	0,8655	0,8885
Modal 11	0,107	0,0001	0,0248	0,8895	0,8903	0,9221
Modal 12	0,092	0,0001	0,0044	0,8896	0,8947	0,9221
Modal 13	0,085	0,0262	0,0003	0,9159	0,895	0,9221
Modal 14	0,072	0,0026	0,0076	0,9185	0,9026	0,9281

<i>E</i> / <i>Case mode</i>	<i>RX</i>	<i>RY</i>	<i>RZ</i>
Modal 1	0,0062	0,2679	0,0429
Modal 2	0,3087	0,0029	0,0151
Modal 3	0,0043	0,027	0,6685
Modal 4	0,0018	0,3264	0,0021
Modal 5	0,2672	0,0008	0,0137
Modal 6	0,0305	0,0032	0,1197
Modal 7	0,0002	0,0004	$8,41 * 10^{-7}$
Modal 8	0,0004	0,0764	0,0002
Modal 9	0	0,0038	0,0001
Modal 10	0,0514	0,0011	0,0262
Modal 11	0,0425	0	0,0336
Modal 12	0,0075	0,0002	$4,73 * 10^{-6}$
Modal 13	0,0007	0,0633	$2,80 * 10^{-5}$
Modal 14	0,0171	0,0072	0,006

**Table. IV 4: Périodes Participation massiques et nombre de modes à considérer**

#### IV.6. Résultats obtenus après modélisation

Après la modélisation de la structure avec le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants :

##### IV.6.1. Taux de participation massique

Les résultats de l'analyse sismique dynamique par le spectre de réponse exigé par le RPA99/2003 sont présentés ci-dessous :

**TAB. IV.4. Périodes Participation massiques et nombre de modes à considérer.**

##### Commentaire :

- ✱ Le 1<sup>er</sup> mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Y avec un taux de participation égale à **67.94%** ;
- ✱ Le 2<sup>ème</sup> mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe X avec un taux de participation égale à **66.28%** ;
- ✱ Le 3<sup>ème</sup> mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Z avec un taux de participation égale à **66.85%** ;
- ✱ On remarque **qu'après 10 modes**, la masse vibrante globale atteint 90% dans les trois directions. Ces modes peuvent donc être retenus pour la suite de l'analyse sismique.



### IV.6.2. Justification sismique de la structure

Justification de l'interaction voiles-portiques RPA99 (Art.3.4.4). Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sous charge horizontale								
$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \geq 25\% ; \frac{\sum F_{Voiles}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \leq 75\%$								
Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques(KN)	Voiles(KN)	P (%)	V (%)	Portiques(KN)	Voiles(KN)	P (%)	V (%)
E7	516,5293	88,3422	85,39	14.60	499,2395	123,8002	80.12	19.87
E6	659,6162	185,0902	78,08	21.91	523,8117	304,9066	63.20	36.79
E5	882,5627	251,696	77,8	22.19	743,2156	354,9364	67.67	32.32
E4	1004,9278	369,2235	73,13	26.86	799,085	526,9565	60.26	39.73
E3	1249,8003	327,3359	79,24	20.75	879,4562	624,7562	58.46	41.53
E2	1225,2618	509,9307	70,61	29.38	807,8753	843,6044	48.91	51.08
E1	1159,004	736,2242	61,15	38.84	790,9885	986,3333	44.50	55.49
RDC	134,8559	12,8996	91,26	8.73	122,4068	62,8978	66.05	33.94
Sous charge verticale								
$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \geq 80\% ; \frac{\sum F_{Voiles}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \leq 20\%$								
Niveau	Charge verticale (KN)				%charge verticale (KN)			
	Portiques	Voiles			Portiques	Voiles		
RDC	26123.3835	6515.25			80.03	19.97		

**Table. IV 5: Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles**

- **Commentaire :** L'interaction voiles- portiques est vérifiée sous chargement vertical et horizontal pour tous les étages.

### IV.6.3. Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure)

**Selon l'article A.4.3.5,** la réponse sismique totale est donnée par (**voir Table (IV 12)**):

Si les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres :

$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$  ; Si deux réponses modales ne sont pas indépendantes ;  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \text{ Avec : } E : \text{ effet de l'action sismique considéré.}$$

$E_i$  : valeur modale de E selon le mode « i » ;  $K$  : nombre de modes retenus.

- **Remarque :** Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes  $T_i$ ,  $T_j$  et d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  sont considérées comme indépendantes si le rapport  $r = T_i / T_j$  vérifie :

$$r < 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}).$$

	<i>Sens X – X</i>	<i>Sens Y – Y</i>
$T_1(s)$	0.778	0.73
$T_2(s)$	0.691	0.247
$r = \frac{T_2}{T_1}$	0.888	0.338

Table. IV 6: réponses de deux modes de vibration

<i>Force sismique à la base</i>	$V_{dyn}(KN)$	$0,8V_{st}$	<i>Coefficient de majoration</i>	<i>observation</i>
<i>SensX</i>	1987.3962	1950.8563	1	Vérifiée
<i>SensY</i>	1792.6066	1785.1678	1.03	Vérifiée

Table. IV 7: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

#### IV.6.5. Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P. A99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité **accidentelle additionnelle** égale à  $\pm 0.05 L$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

- **Commentaire :** l'excentricité accidentelle additionnelle  $\pm 0.05 L$  est introduite dans le programme de calcul, lors de la définition des réponses sismiques **ex** et **ey**.

#### IV.7. Justification de la sécurité de l'ouvrage

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après sont satisfaits simultanément :

##### IV.7.1 Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P. A99/2003)

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, le tableau ci-dessous résume les valeurs obtenues :

##### *SENS X – X*

Étage	$H(m)$	$U_x(mm)$	$\delta eK_x(mm)$	$\delta K_x(mm)$	$\Delta K_x/hk$
Étage 7	3.06	16,679	83,395	76,56	0,00223366
Étage 6	3.06	15,312	76,56	65,625	0,00357353
Étage 5	3.06	13,125	65,625	53,29	0,00403105
Étage 4	3.06	10,658	53,29	39,175	0,00461275
Étage 3	3.06	7,835	39,175	24,765	0,00470915
Étage 2	3.06	4,953	24,765	10,815	0,00455882
Étage 1	3.06	2,163	10,815	2,055	0,00286275
RDC	3.06	0,411	2,055	0	0,00067157

##### *SENS Y – Y*

Étage	$H(m)$	$U_y(mm)$	$\delta eK_y(mm)$	$\delta K_y(mm)$	$\Delta K_y/hk$	1% $h k$
Étage 7	3.06	14,028	70,14	61,715	0,00275327	0,0306
Étage 6	3.06	12,343	61,715	52,175	0,00311765	0,0306



Étage 5	3.06	10,435	52,175	41,4	0,00352124	0,0306
Étage 4	3.06	8,28	41,4	29,675	0,0038317	0,0306
Étage 3	3.06	5,935	29,675	17,935	0,0038366	0,0306
Étage 2	3.06	3,587	17,935	7,48	0,00341667	0,0306
Étage 1	3.06	1,496	7,48	1,515	0,00194935	0,0306
RDC	3.06	0,303	1,515	0	0,0004951	0,0306

Table. IV 2: Vérification de déplacement inter-étages

- **Commentaire :** Le déplacement inter-étages est inférieur à 1% de la hauteur d'étage.

#### IV.7.2. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ (A.5.9. R.P. A99/2003)

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

**P<sub>k</sub>**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

**V<sub>k</sub>**: effort tranchant d'étage au niveau "k"

**Δ<sub>k</sub>**: déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

**h<sub>k</sub>**: hauteur de l'étage "k".

Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

- ♦ Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Étage	h <sub>k</sub> (m)	P <sub>k</sub> (KN)	Selon X			Selon Y		
			ΔK <sub>x</sub> (mm)	V <sub>kx</sub> (KN)	θ <sub>kx</sub> (mm)	ΔK <sub>y</sub> (mm)	V <sub>ky</sub> (KN)	θ <sub>ky</sub> (mm)
D7	3.06	4677,345	6,835	570,1242	0,01832513	8,425	535,5105	0,02404805
D6	3.06	8610,2925	10,935	946,2653	0,03251639	9,54	879,7618	0,03051264
D5	3.06	12599,013	12,335	1263,9503	0,04018133	10,775	1160,8852	0,03821581
D4	3.06	16587,734	14,115	1524,9959	0,0501739	11,725	1395,7083	0,04553904
D3	3.06	20639,830	14,41	1732,2966	0,05610821	11,74	1573,2269	0,050334
D2	3.06	24691,926	13,95	1882,2528	0,05980394	10,455	1704,6665	0,04949008
D1	3.06	28808,402	8,76	1973,5105	0,04178904	5,965	1780,3465	0,03154305
RDC	3.06	24344,282	2,055	1566,6759	0,01043538	1,515	857,7087	0,01405233

Table. IV 9: Vérification de l'effet P-Δ

- ♦ **Commentaire :** L'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions du bâtiment

#### IV.7.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P. A99/2003)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions de calcul. Selon l'article (A.4.4.1. R.P. A99/2003), le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, du poids des fondations et éventuellement du poids du remblai.

Pour cela, on va vérifier cette vérification dans la partie infrastructure (Fondation).

<i>L'éléments linéaires (Frame Sections)</i>	
<i>Poutres (Beams)</i>	Poutres Principale : (30x40) cm <sup>2</sup>
	Poutres Secondaire : (30x35) cm <sup>2</sup>
	Poutres Principale Porteuse : (30x40) cm <sup>2</sup>
	Poutres Secondaire Porteuse : (30x45) cm <sup>2</sup>
	Poutres chiénage : (25x30) cm <sup>2</sup>
<i>Poteaux (Columns)</i>	Poteaux étages RDC-1 <sup>er</sup> : (40x45) cm <sup>2</sup>
	Poteaux étages 2-3 : (40x40) cm <sup>2</sup>
	Poteaux étages 4-5 : (35x40) cm <sup>2</sup>
	Poteaux étages 6-7 : (35x35) cm <sup>2</sup>
<i>Éléments Surfiques (Walls /Slab /Deck, Sections)</i>	
<i>Voiles (Walls)</i>	Épaisseur : e=15 cm

**Table. IV 9: Caractéristiques géométriques et structurelles de la structure**

#### IV.7.4. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante :  $v = N_d / B_c \times f_{c28} \leq 0,3 \text{RPA99 (Article 7.4.3.1)}$

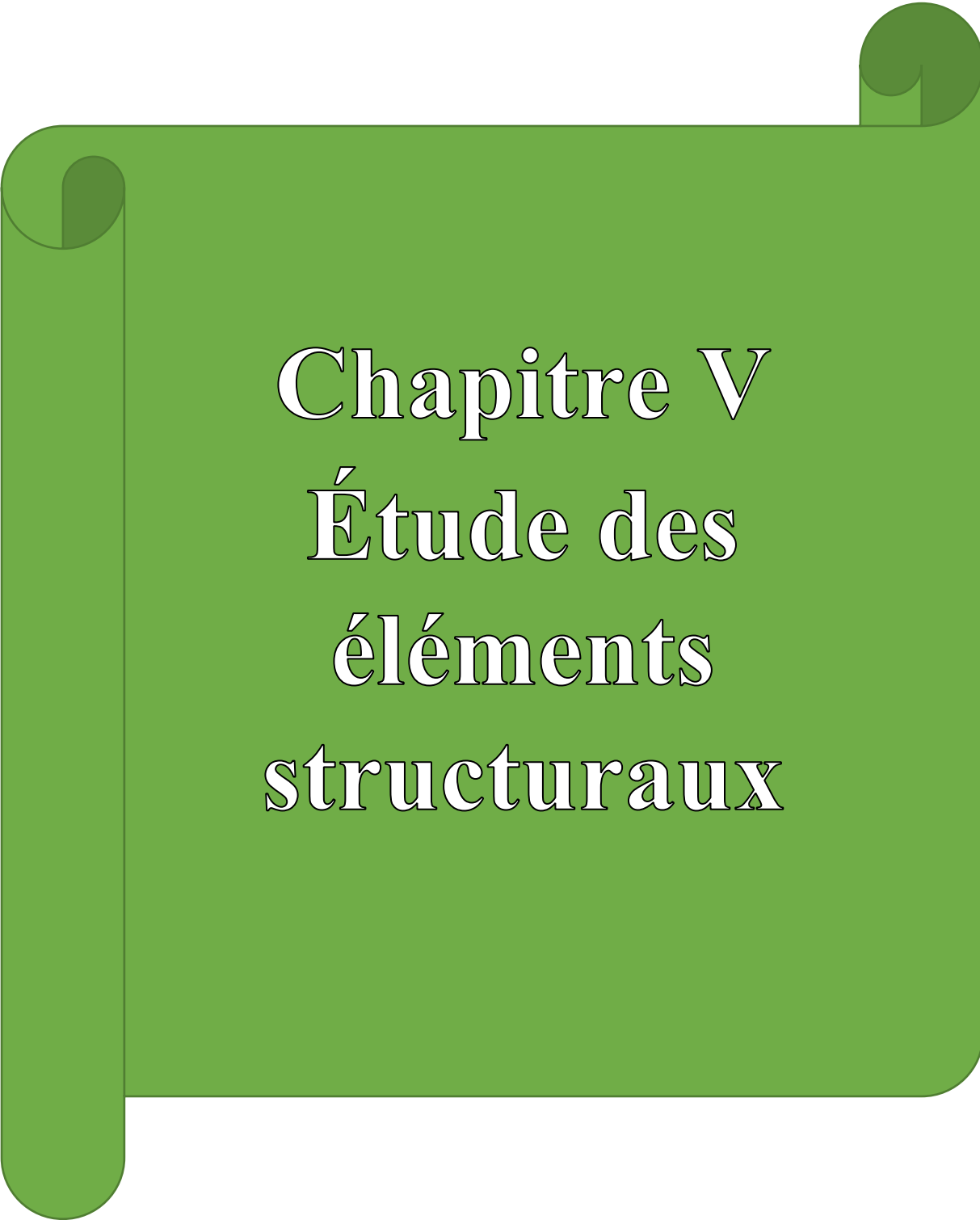
Niveau	Poteau C22	b×h (m <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$v$	Observation
E7	C22	0,1225	161,9099	0,0528685	Vérifier
E6	C22	0,1225	307,4777	0,1004009	Vérifier
E5	C22	0,14	459,8703	0,1313915	Vérifier
E4	C22	0,14	617,0051	0,1762872	Vérifier
E3	C22	0,16	781,4708	0,1953677	Vérifier
E2	C22	0,16	949,8126	0,2374532	Vérifier
E1	C22	0,18	1124,9826	0,2499961	Vérifier
RDC	C22	0,18	1214,1766	0,269817	Vérifier

**Table. IV 10: Vérification de l'effort normal réduit**

**Commentaire :** La rupture fragile dans les poteaux sous effort sismique est écartée.

#### IV.8. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.



# Chapitre V

## Étude des éléments structuraux

## V.I. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux poutre et les voiles) ces éléments sont réalisés en béton armé. Leurs rôles sont d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'il puisse supporter et reprendre tous genre de Sollicitations.

## V.2.Étude des poutres

### V.2.1. Introduction

Les poutres sont soumises à une **flexion simple**, engendrant un **moment fléchissant** et un **effort tranchant**. Le moment détermine les **armatures longitudinales**, tandis que l'effort tranchant définit les **armatures transversales**. On distingue les **poutres principales**, servant d'appui aux poutrelles, et les **poutres secondaires**, assurant le chaînage.

Après calcul des **sollicitations internes (M, N, T)** issues du logiciel **ETABS**, le **ferraillage** est effectué conformément aux **prescriptions du RPA99 (Version 2003)** et du **BAEL91**, en appliquant les **combinaisons de charges les plus défavorables** prévues par ces normes:

$$\begin{array}{llll} 1). 1.35G + 1.5Q . & 2). G + Q . & 3). G + Q + Ea . & 4). G + Q - E . \\ & 5). 0.8G + E . & 6). 0.8G - E . & \end{array}$$

### V.2.2. Recommandations du RPA99v2003 :

➤ **Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

- ◆ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ◆ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

- ◆ La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

Les poutres supportant de faibles charges verticales (poutre secondaire) sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armateurs symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

➤ **Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times St \times b$

Avec (St) espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$\begin{cases} St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l) \text{ en zone nodale} \\ St \leq h/2 \text{ en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

- ◆ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.2.3. Dispositions constructives des portiques : (Selon le RPA 99)

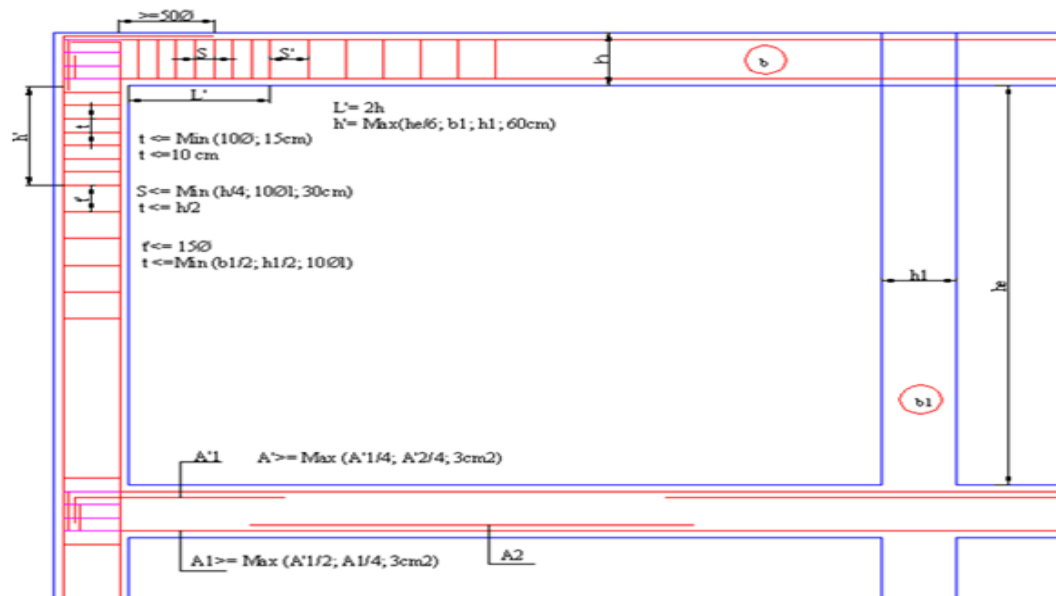


Fig. V 1: Disposition constructive des portiques

- Ferraillage des poutres :

Exemple des calculs :

- Poutre principale (30 × 40) cm<sup>2</sup> sans voile :
- Les sollicitations :

$$\begin{aligned} \text{ELU} \begin{cases} M_t = 52.08650 \text{ KN.m} \\ M_a = -92.8390 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{ELS} \begin{cases} M_t = 37.7355 \text{ KN.m} \\ M_a = -59.0280 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

$$V_{\max} = -105.0335 \text{ KN}$$

- Armature en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^*}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \text{tel que: } f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.156 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0 \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.156})$$

$$\alpha = 0.213$$

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

$$z = 0.338 \text{ m}$$

$$A_t = 6.78 \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min}^{\text{BEAL}} = 0.23 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 61.4$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 6 \text{ cm}^2 \text{ (Sur toute la longueur de la poutre entre tout la section)}$$

$$\text{soit: } A = 3\text{HA}12(\text{fil}) + 3\text{HA}14(\text{chapeau}) = 8.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armature en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^*}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \text{tel que: } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.089 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0 \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.089})$$

$$\alpha = 0.117$$

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

$$z = 0.353m$$

$$A_t = 4.24/\text{ml}$$

$$\text{soit: } A = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On toute la section : } \begin{cases} A_{\text{Fibre sup}} + A_{\text{Fibre inf}} \\ = \\ 3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A = 8.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^{\text{RPA}} = 6 \text{ cm}^2$$

### V.2.7. Vérification des armatures selon le RPA 99

• Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

$$\begin{cases} \text{En zone courante : } A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \\ \text{En zone de recouvrement: } A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \end{cases}$$

• Les longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone IIa} \quad L_r > 40$$

- $\phi = 12 \text{ mm}$        $L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$        $\rightarrow$  on adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$
- $\phi = 14 \text{ mm}$        $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$        $\rightarrow$  on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

**Calcul de  $\Phi_t$  :** Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

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

$$\begin{cases} P_p = \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.2 \text{ cm} \\ P_s = \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4AH8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (1 cadre + 1 étrier) de T8 pour toutes les poutres

• Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$$

$$\begin{cases} \text{En zone nodal : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} P_p \Leftrightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ P_s \Leftrightarrow S_t = 10 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{En zone courante : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\phi_{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} P_p \Leftrightarrow S_t = 15 \text{ cm} \\ P_s \Leftrightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

	PPV	PS	PSV	PP <sub>port</sub>	PS <sub>port</sub>	Pc
--	-----	----	-----	--------------------	--------------------	----

	(30 × 40)	(30 × 35)	(30 × 35)	(30 × 40)	(30 × 45)	(25 × 30)
zone nodal	10	8	8	10	10	7
zone courante	15	15	15	15	15	15

TAB. V 1: Vérification les armatures transversales

- Vérification des sections d'armatures transversales minimale :

on vérifiée que:  $A_t > A_t^{min}$

$$A_t^{min} = 0.003 * St * h = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t^{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

	PPV (30 × 40)	PS (30 × 35)	PSV (30 × 35)	PP <sub>port</sub> (30 × 40)	PS <sub>port</sub> (30 × 45)	Pc (25 × 30)
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.8	1.575	1.575	1.8	1.89	1.35
Condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

TAB. V 2: Vérification des sections d'armatures transversales minimale

- Vérification Condition de non fragilité :

$$A^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} Pp: A^{min} \leq A^{cal} \\ PS: A^{min} \leq A^{cal} \end{cases}$$

	PPV (30 × 40)	PS (30 × 35)	PSV (30 × 35)	PP <sub>port</sub> (30 × 40)	PS <sub>port</sub> (30 × 45)	Pc (25 × 30)
En appui cm <sup>2</sup>	4,62	3,39	3,39	8,01	4,62	5,75
En traveé cm <sup>2</sup>	10,65	4,26	8,01	10,62	6,88	4,62
$A_{min}^{BAEL}$ cm <sup>2</sup>	1.45	1.27	1.27	1.45	1.63	0.98
$A_{min}^{RPA}$ cm <sup>2</sup>	6.00	5.25	5.25	6.0	6.75	3.75
Condition	Vérifiée					

TAB. V 3: Vérification Condition de non fragilité

- Contrainte tangentielle maximale :

Il faut vérifier que :

$$FPN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{105.0335 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.95 \text{ MPa} \leq \tau = \min\left(\frac{0.2}{\sigma_s} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) \text{BAEL91} \quad (\text{Art H.III.2})$$

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0.95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

**Pas de risque de cisaillement.**

	<i>PPV</i> (30 × 40)	<i>PS</i> (30 × 35)	<i>PSV</i> (30 × 35)	<i>PP<sub>port</sub></i> (30 × 40)	<i>PS<sub>port</sub></i> (30 × 45)	<i>Pc</i> (25 × 30)
<i>V<sub>max</sub></i> <b>MPa</b>	117.2968	-70.2650	-90.3440	-134.7244	92.9983	-64.8071
<i>τ<sub>u</sub></i> <b>MPa</b>	1.06	0.73	0.94	1.21	0.74	0.96
<i>τ<sub>u</sub></i> <b>MPa</b>	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
<i>Condition</i>	<b>Vérifiée</b>					

**TAB. V 4: Vérification des contraintes tangentielles**

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : (BAEL91 (ArtH. IV. 2))**

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{Appuis de rives: } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1) \\
 A_p = 8.01 \text{cm}^2 > \frac{1.15 * 105.0335}{400} = 3.02 \text{cm}^2 \dots \text{condition vérifiée} \\
 \text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2) \\
 A_p = 8.01 \text{cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left( 105.0335 - \frac{92.8390}{0.9 * 0.37} \right) = -11.04 \text{cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}
 \end{array} \right.$$

- **En travée :**

	<i>PPV</i> (30 × 40)	<i>PS</i> (30 × 35)	<i>PSV</i> (30 × 35)	<i>PP<sub>port</sub></i> (30 × 40)	<i>PS<sub>port</sub></i> (30 × 45)	<i>Pc</i> (25 × 30)
<i>Mt<sub>u</sub></i> (KN.m)	49,1572	17,0385	30,0705	89,0114	56,885	42,5544
<i>μ<sub>bu</sub></i>	0,084	0,037	0,065	0,153	0,076	0,164
<i>α</i>	0,11	0,047	0,084	0,209	0,1	0,225
<i>z</i> (m)	0,353	0,324	0,32	0,339	0,403	0,246
<i>A<sub>cal</sub></i> (cm <sup>2</sup> )	4	1,51	2,7	7,55	4,06	4,94
<i>choix</i>	3HA14	3HA12	3HA12	3HA14/3H A12	3HA14	3HA14/1H A12



$A_{adopte}$ ( $cm^2$ )	4,62	3,39	3,39	8,01	4,62	5,75
$\varnothing t$ (mm)	8	8	8	8	8	8
$A_t$ ( $cm^2$ )	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01

TAB. V 5: Vérification en travées des armatures longitudinales au cisaillement.

- En appuis :

	$PPV$ ( $30 \times 40$ )	$PS$ ( $30 \times 35$ )	$PSV$ ( $30 \times 35$ )	$PP_{port}$ ( $30 \times 40$ )	$PS_{port}$ ( $30 \times 45$ )	$P_c$ ( $25 \times 30$ )
$Mt_u$ (KN.m)	124,0209	50,2899	93,4542	134,7263	97,0806	39,8978
$\mu_{bu}$	0,209	0,083	0,155	0,227	0,099	0,118
$\alpha$	0,296	0,108	0,212	0,362	0,131	0,157
$z$ (m)	0,326	0,316	0,302	0,322	0,398	0,253
$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	9,51	3,98	7,74	10,46	6,1	3,94
$choix$	3HA14/3HA16	3HA14	3HA12/3HA14	3HA14/3HA16	3HA12/3HA14	3HA14
$A_{adopte}$ ( $cm^2$ )	10,65	4,26	8,01	10,62	6,88	4,62

TAB. V 6: Vérification en appuis des armatures longitudinales au cisaillement.

### V.2.9. Vérification à l'ELS

#### a) État limite de compression du béton

- En travée :

$$M_t = 37.7355 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \\ \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Calcul y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A' + A)y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$15y^2 + 69.3y - 2564.10 = 0$$

$$y = 10.97 \text{ cm}$$

- Calcul I

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

$$I = \frac{30}{3}10.97^3 + 15 * 4.62(37 - 10.9)^2$$

$$y = 60156.37\text{cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{37.7355 * 10^{-3}}{60156.37 * 10^{-8}} \cdot 10.97 \cdot 10^{-2} = 6.88\text{MPa} \\ \sigma_{bc} = 6.88\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- En appuis :

$$M_a = -59.028\text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \end{array} \right.$$

- Calcul y

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A' + A)y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$y = 13.67\text{cm}$$

- Calcul I

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

$$y = 90941.29\text{cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{59.028 * 10^{-3}}{90941.29 * 10^{-8}} \cdot 13.67 \cdot 10^{-2} = 8.87\text{MPa} \\ \sigma_{bc} = 8.87\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Poutres		PPV (30 × 40)	PS (30 × 35)	PSV (30 × 35)	PP <sub>port</sub> (30 × 40)	PS <sub>port</sub> (30 × 45)	Pc (25 × 30)
Travée	M (KN.M)	356172	12,3713	22,1772	65,4821	41,5079	31,4034
	Y (cm)	10,67	8,86	8,86	13,67	11,81	10,62
	I (cm <sup>4</sup> )	60191,21	34183,19	34183,19	90941,29	79634,65	35118,96
	σ <sub>bc</sub> (MPa)	6,31	3,21	5,75	9,84	6,16	9,5
Appuis	M (KN.M)	63,2268	21,5793	6,0931	69,518	70,1358	29,4333
	Y	15,22	10,07	12,5	15,22	13,9	9,77

	(cm)						
	$I$ (cm <sup>4</sup> )	111037,24	43539,57	6218,29	111037,24	108343,94	29899,04
	$\sigma_{bc}$ (MPa)	8,67	5	5	9,53	9	9,62
	$\overline{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15	15	15
	Condition	Vérifiée					

TAB. V 7: Vérification de l'état limite de compression du béton.

## b) État limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ 3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

- Calcul  $M_0$  :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.4 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$G_{mur} = 2.93 * (3.06 - 0.4) = 9 \text{ KN/ml}$$

$$q = G + Q = (3 + 9) + 1.5 = 13.5 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{1.35 * 5.6^2}{8} = 52.92 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{40}{560} = 0.0714 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 2) \frac{h}{l} = \frac{40}{560} = 0.0714 \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0.0712 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.6 * 10^{-4}}{0.3 * 0.37} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

	PPV (30 × 40)	PS (30 × 35)	PSV (30 × 35)	PP <sub>port</sub> (30 × 40)	PS <sub>port</sub> (30 × 45)	Pc (25 × 30)
$b(\text{cm})$	30	30	30	30	30	25
$h(\text{cm})$	40	35	35	40	45	30
$d(\text{cm})$	37	32	32	37	42	27
$L(\text{cm})$	560	430	430	465	585	430
$A_s(\text{cm}^2)$	4,62	3,39	3,39	8,01	4,62	5,75
$M_t(\text{KN.m})$	35,6172	12,3713	22,1772	65,4821	41,5073	31,4034
$M_0(\text{KN.m})$	52,92	30,34	30,34	36,49	59,35	28,6

$\frac{h}{L}$	0,0714	0,0814	0,0814	0,086	0,0769	0,0698
$\frac{1}{16}$	0.0625	0.0625	0.0625	0.0625	0.0625	0.0625
$\frac{M_t}{10. M_0}$	0,0673	0,0407	0,0407	0,1794	0,0699	0,0109
$\frac{A_s}{b. d}$	0,0041	0,0035	0,0035	0,0072	0,0036	0,0085
$\frac{4.2}{f_e}$	0.0105	0.0105	0.0105	0.0105	0.0105	0.0105
condition1	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie
condition2	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Non Vérifie	Vérifie	Vérifie
condition3	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie

TAB. V 8: Vérification de l'état limite de déformation

Les trois conditions sont vérifiées sauf la poutre principale portes la deuxième condition n'est pas vérifiées donc la vérification de la fléché est nécessaire.

L(m)	4.65	$\mu_g$	0.109
b(cm)	0.3	$\mu_p$	0.284
$b_0(cm)$	0.1	$I_{f_{gi}}(cm^4)$	106066
$M_g(kn. m)$	6.081	$I_{f_{ji}}(cm^4)$	106066
$M_j(kn. m)$	6.081	$I_{f_{pi}}(cm^4)$	85455
$M_p(kn. m)$	9.121	$I_{f_{gv}}(cm^4)$	105402
$Y_G(cm)$	4.23	$I_{f_{jv}}(cm^4)$	116579
$I_0(cm)^4$	90941	$f_{gv}(mm)$	0.104
$\rho$	0.02	$f_{ji}(mm)$	0.04
$\lambda_i$	1.616	$f_{pi}(mm)$	0.07
$\lambda_v$	0.646	$f_{gi}(mm)$	0.04
$\sigma_{stj}(MPa)$	23.40	$\Delta f(mm)$	0.098
$\sigma_{stg}(MPa)$	23.40	$\overline{f_{adm}}(mm)$	0.93
$\sigma_{stp}(MPa)$	35.10	Observation $\Delta f < \overline{f_{adm}}$	Vérifiée
$\mu_j$	0.109		

TAB. V 9: Vérification la fléché.

## V.2.10. Schéma de ferraillage

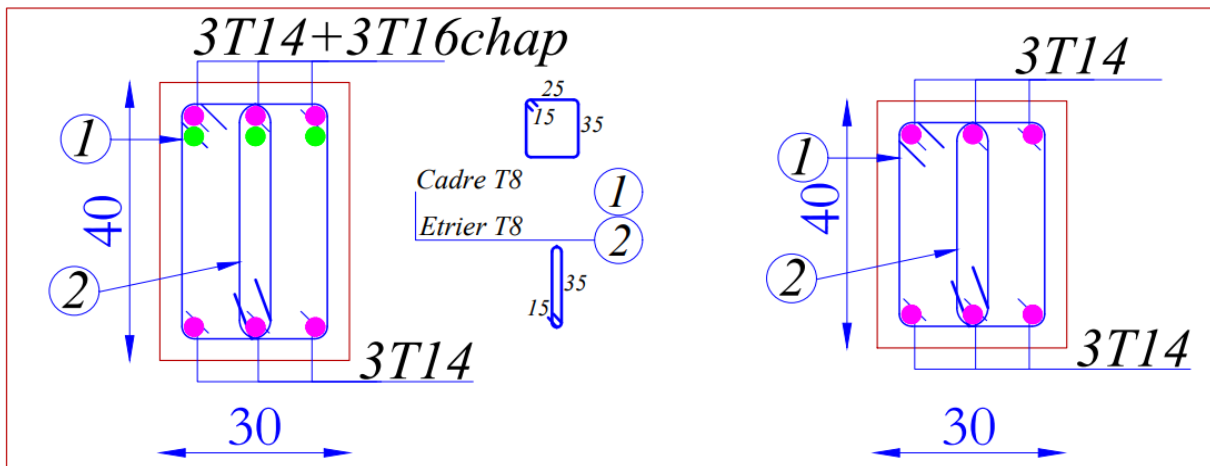


Fig. V 2: schéma de ferraillage des poutres principales associées au voile.

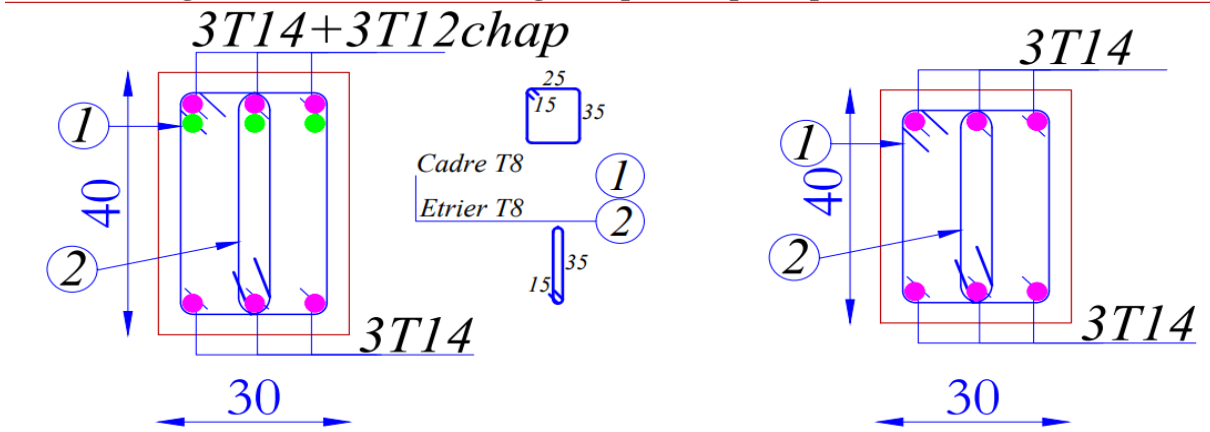


Fig. V 3: schéma de ferraillage des poutres principales non associées au voile.

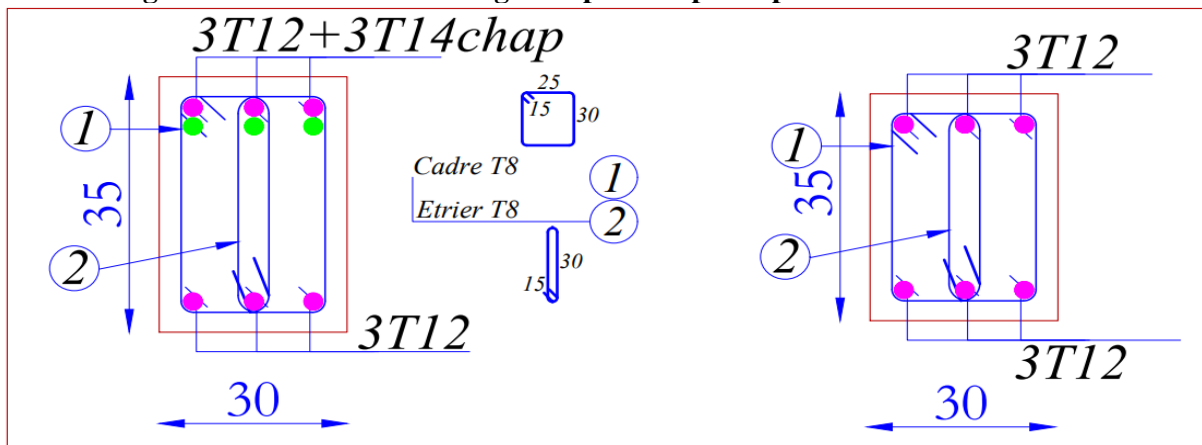


Fig. V 4: schéma de ferraillage des poutres secondaires associées au voile.

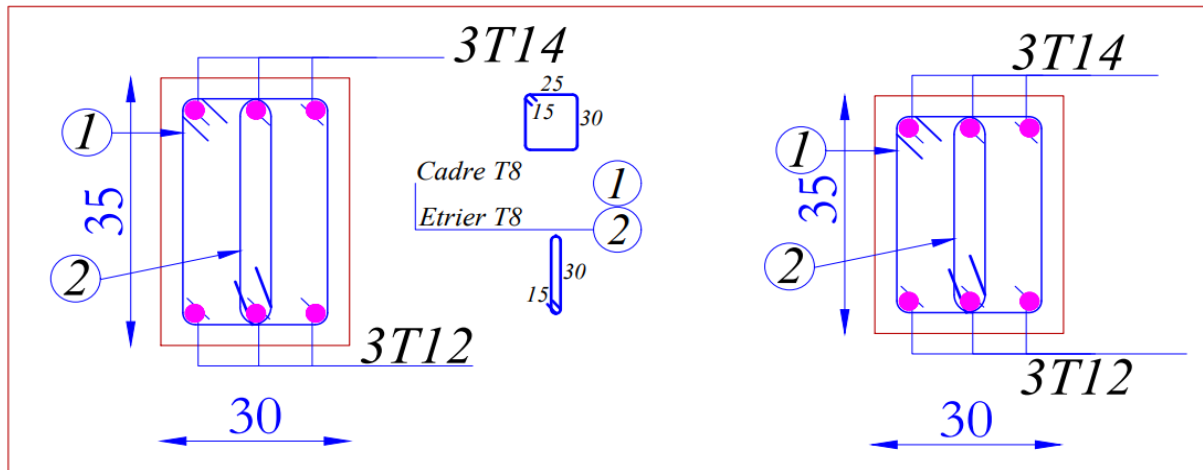


Fig. V 5: schéma de ferrailage des poutres secondaires non associées au voile.

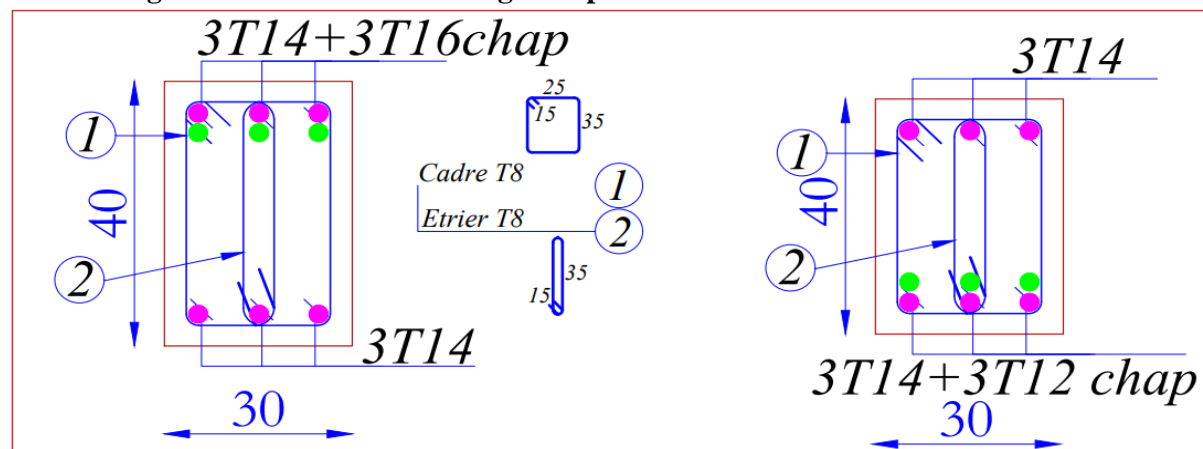


Fig. V 6: schéma de ferrailage des poutres principales porteuses.

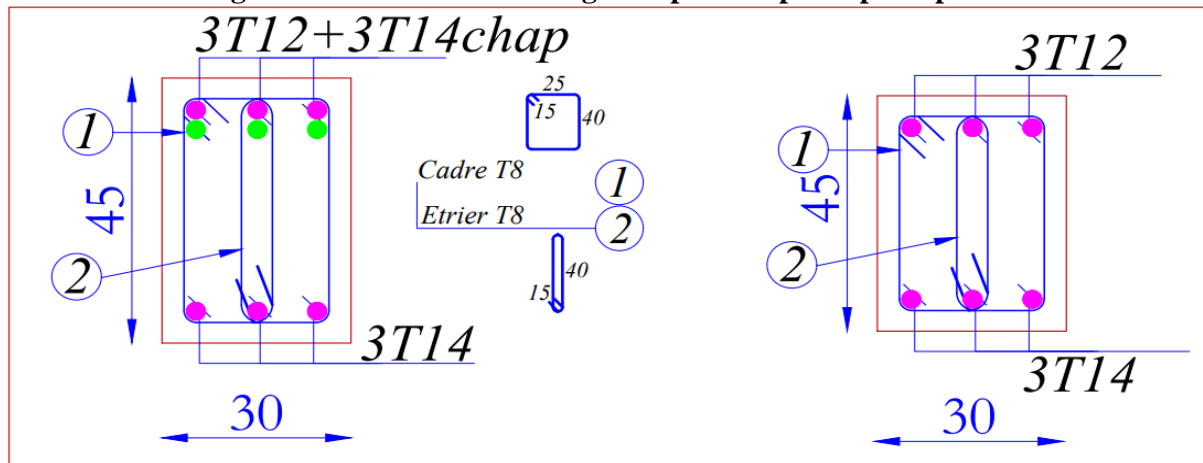


Fig. V 7: schéma de ferrailage des poutres secondaires porteuses.

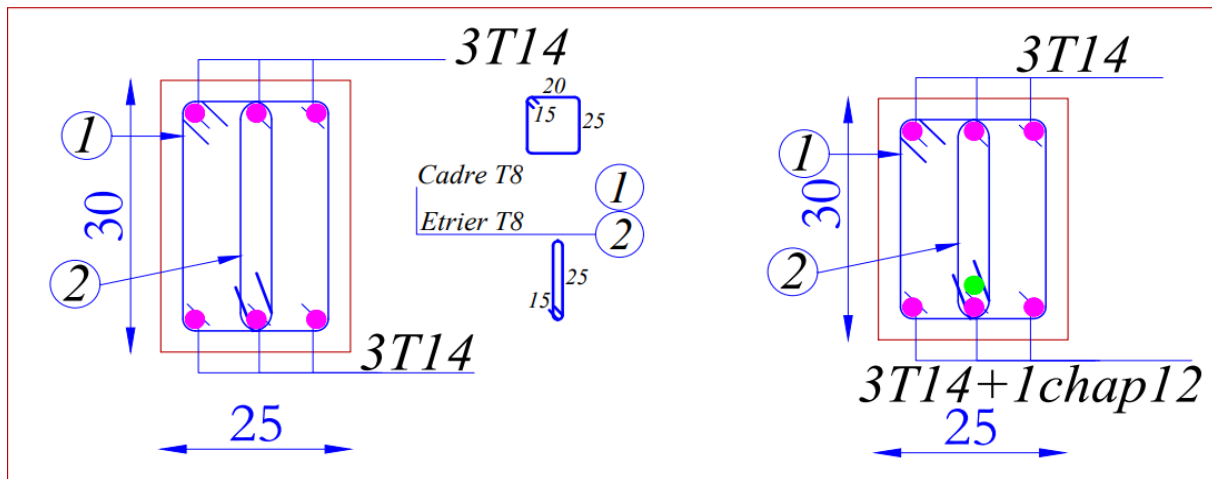


Fig. V 8: schéma de ferraillage des poutres Chiénage.

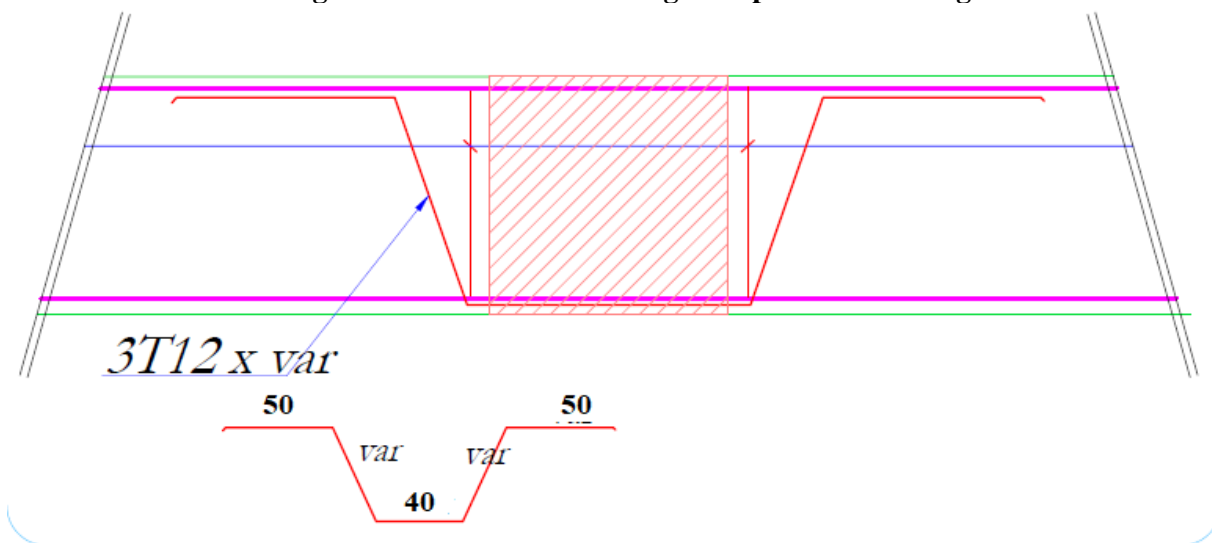


Fig. V 9.1: schéma de ferraillage en bateaux.

### V.3.Étude des poteaux

#### V.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

Leurs ferraillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel (ETABS 2016).

- |                    |                |                |
|--------------------|----------------|----------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$ ; | 2). $G+Q$ ;    | 3). $G+Q+E$ ;  |
| 4). $G+Q-E$ ;      | 5). $0.8G+E$ ; | 6). $0.8G-E$ . |

Il s'agit de ferrailler les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant. ( $N^{max} \Rightarrow M^{corr}$ )
- L'effort normal minimal et le moment correspondant. ( $N^{min} \Rightarrow M^{corr}$ )

- Le moment maximum et l'effort normal correspondant. ( $M^{max} \Rightarrow N^{corr}$ )

### V.3.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)

#### V.3.2.1. Armatures longitudinales

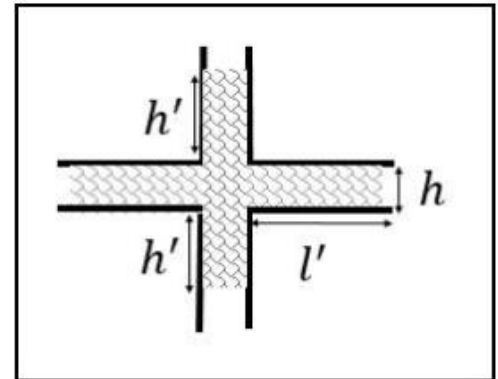
D'après le RPA99/version2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone *Ila* est limité par :

- $A_{lmin} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone *Ila*).
- $A_{lmax} = \begin{cases} 4\% \text{ de la section de béton (en zone courante)} \\ 6\% \text{ de la section de béton (en zone de recouvrement)} \end{cases}$
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- $l_r$ : La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone *Ila*.
- La distance ( $St$ ) entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone *Ila*).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

$b_1, h_1$  : dimensions du poteau .  
 $h_e$  : hauteur d'étage



Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section pot (cm <sup>2</sup> )	$N^{max} \Rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \Rightarrow N^{corr}$		$N^{min} \Rightarrow M^{corr}$	
		N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1 <sup>er</sup>	40×45	-1431,052	4,9135	77,2398	-534,686	755,8815	60,2145
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	40×40	-1123,0517	-39,5028	89,9239	-87,1778	256,0657	15,2516
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	35×40	-747,5203	-26,1663	68,9356	-325,3324	17,4403	12,146
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	35×35	-386,1455	-25,0099	-55,9791	-117,3899	62,3081	3,3302



**TAB. V 10: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux****V.3.2.2. Armatures transversales**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Vu : \text{est l'effort tranchant maximal de calcul} \\ hl : \text{hauteur totale de la section brute} \\ fe : \text{contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales} \\ t : \text{espacement des armatures transversales} \end{array} \right\} \begin{cases} \text{zone nodale } t \leq \min(10 \phi_{lmin}, 15cm) \\ \text{zone courante } t \leq 15 \phi_{lmin} \end{cases}$$

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égale à :  $\rho_a = \begin{cases} 2.50 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$  avec  $\lambda_g = (\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b})$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

(a et b) : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée).

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_{tmin}$ .
- Pour le calcul de  $A_t$  il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions Suivantes :

$$A_{tmin} \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes}$$

**V.3.2.3 Calcul du ferraillage :****a) Les armatures longitudinales :**

- Exemple de calcul :**

Soit les poteaux de RDC et 1<sup>er</sup> étage :

$$b = 40cm \quad h = 45cm \quad d = 42.5cm \quad d' = 2.5cm$$

$$f_{c28} = 25MPa \quad \text{acier FeE400} \quad f_{b\mu} = 14.2MPa$$

$$\{ N^{max} = -1431.052KN$$

$$M^{corr} = 4.9135KN.m$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0035 \leq \frac{h}{2} = 0.225m$$

C à l'intérieur de la section.

$$A = (0.337h - 0.81d').b.h.f_{bu}$$

$$B = N_u(d - d') - M_{uA}$$

$$\text{Avec : } M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 4.9135 + 1431.052(0.452 - 0.225)$$

$$M_{uA} = 291.12KN.m$$

$$A = 0.336MN.m = 336KN.m$$

$$B = 0.281MN.m = 281KN.m$$

$A > B$  Donc la section est pareillement comprimée la méthode de calcul ne se fait pas assimilation a la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{291.12 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.4 \times 0.425^2} = 0.284$$

$$\mu_{bu} = 0.284 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.284 > 0.186 \rightarrow \text{pivot } B \rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.284})$$

$$\alpha = 0.428 \rightarrow \varepsilon_{st} = 9.14 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = 348MPa$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.37(1 - 0.4 \times 0.428)$$

$$z = 0.352m$$

$$A_1 = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{291.12 \cdot 10^{-3}}{0.352 \times 348} = 23.77cm^2/ml$$

$$A_1 = 23.77cm^2/ml$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 23.77 \cdot 10^{-4} - \frac{1431.052 \cdot 10^{-3}}{348}$$

$$A_s = -17.35cm^2 < 0$$

- Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{corr}$

$$\begin{cases} M_{max} = 77.2398KN.m \\ N_{corr} = -534.686KN \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.144 \leq \frac{h}{2} = 0.225m$$

$$M_{uA} = 184.18KN.m$$

$$A = 0.336MN.m = 336KN.m$$

$$B = 0.0296MN.m = 29.60KN.m$$

$A > B$  Donc la section est pareillement comprimée.

$$\mu_{bu} = 0.284 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.180 < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.180})$$

$$\alpha = 0.250$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.37(1 - 0.4 \times 0.250)$$

$$z = 0.383m$$

$$A_1 = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{184.18 \cdot 10^{-3}}{0.383 \times 348} = 13.82cm^2/ml$$

$$A_1 = 13.82cm^2/ml$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 13.82 \cdot 10^{-4} - \frac{534.686 \cdot 10^{-3}}{348}$$

$$A_s = -1.54cm^2 < 0$$

- Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{corr}$

$$\begin{cases} N_{min} = 775.8815KN.m \\ M_{corr} = 60.2145KN \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.079 \leq \frac{h}{2} = 0.225m$$

$$M_{uA} = -90.96KN.m$$

$$A = 0.336 MN.m = 336 KN.m$$

$$B = 0.393 MN.m = 393 KN.m$$

$B > A$  Donc la section entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{N_u \cdot e_2}{f_{s10}(d - d')}$$

$$A_2 = \frac{N_u \cdot e_1}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow \text{tel que} \begin{cases} f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa \\ e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_a = 0.279m \\ e_2 = (d - d') - e_1 = 0.121m \end{cases}$$

$$\text{donc} \begin{cases} A_1 = -6.75 cm^2 \\ A_2 = -15.15 cm^2 \end{cases}$$

Le ferraillage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorable.

Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section pot (cm <sup>2</sup> )	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )	barres
RDC et 1 <sup>er</sup>	40*45	15.19	14.40	18.47	12HA14
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	40*40	4.93	12.80	15.21	4HA14 +8HA12
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	35*40	1.37	11.20	12.95	4HA14 +6HA12
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	35*35	3.67	9.80	10.68	4HA14 +4HA12

TAB. V 11:le ferraillage des différentes sections de poteau.

### V.3.5. Ferraillage transversale

$$\text{On à : } A_t = \frac{M_{tu}}{z \cdot f_{st}}$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7(3.06 - 0.20)}{0.4} = 5.005$$

$$\lambda_g = 5.005 \rightarrow f_a = 2.50$$

$$\text{On à } V_u = -55.8767 KN$$

D'où :

$$A_t = \frac{2.5 \times 55.8767 \times 10^{-3} \times St}{45 \times 400}$$

- **Espacement :**

-Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\Phi L_{min}, 15) = \min(14, 15) \Rightarrow t = 10 cm$

$$A_t = 0.78 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi L_{min} = 21 \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 1.16 \text{ cm}^2$$

- **Quantité d'armature minimale :**

-Zone nodale :  $A_t^{min} = 0.3\%(t \times b) = 0.3\% \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

-Zone courante :  $A_t^{min} = 0.3\%(t \times b) = 0.3\% \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **6T8=3.02 cm<sup>2</sup>**

- **Les longueurs de recouvrement :**

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone IIa} \quad L_r > 40$$

$$L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

Donc : on adopte pour **6T8=3.02 cm<sup>2</sup>**

Etage	RDC 1 <sup>er</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>
Section (Cm <sup>2</sup> )	40 x 45	40*40	35*40	35*35
$Q_P^{Max}$ (m m)	14	14	14	14
$Q_P^{Min}$ (mm)	14	12	12	12
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15
$\lambda_g$	5.005	5.005	5.720	5.720
$\rho_a$	2.50	2.50	2.50	2.50
$V_u$ (KN)	-55.8767	59.8322	48.2315	-41.0878
$A_t$ (Cm <sup>2</sup> ) zone nodale	0.78.	0.93	0.75	0.73
$A_t$ (Cm <sup>2</sup> ) zone courante	1.16	1.40	1.13	1.10
$A_t^{Min}$ (Cm <sup>2</sup> ) zone nodale	1.20	1.20	1.05	1.05
$A_t^{Max}$ (Cm <sup>2</sup> ) zone courante	1.80	1.80	1.575	1.575
$A_t$ adapte	3.02	3.02	2.01	2.01
Nombre de barre	6HA8	6HA8	4HA8	4HA8

**TAB. V 12: Armatures transversales des poteaux.**

### V.3.6. Vérifications

#### a) Vérification au flambement :

Selon le CBA93 (**artB.8.2.1**), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :  $N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha: \text{Coefficient fonction de l'élancement } \lambda \text{ qui prend les valeurs} \\ B_r: \text{Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur} \\ \quad \text{sur toute sa périphérie.} \\ A_s: \text{Section acier comprimé prise en compte dans le calcul.} \end{array} \right.$$

- Exemple de calcul :

$$N = 1431.052 \text{ KN}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{0.4 \times 0.45^3}{12}} = 0.1299 (\text{rayon de giration})$$

$$l_f = 0.7 l_0 \text{ Longueur de flambement.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7(3.06 - 0.2)}{0.1299} = 15.41$$

donc:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.818$$

$$B_r = (h - 2)(b - 2) = (45 - 2)(40 - 2)$$

$$B_r = 0.1634 \text{ m}^2$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour les poteaux qui ont le même ferraillage.

$$N_{max} = 1431.052 \text{ KN}$$

$$N_u = 0.818 \left( \frac{0.1634 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 18.47 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 3000.72 \text{ KN}$$

$$N_{max} = 1431.052 \text{ KN} < N_u = 3000.72 \text{ KN} \Rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau suivant résume les résultats des autres vérifications :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (cm)	$l_f$	$i$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (MN)	$N_{max}$ (MN)	condition
--------	-------------------------------	---------------	-------	------------	-----------	----------	-----------------------------	----------------------------	---------------	-------------------	-----------

			(cm)								
RDC et 1 <sup>er</sup>	40*45	286	200.2	0,1299	15,41	0,818	18,47	0,1634	3000,72	1431,052	Vérifié
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	40*40	286	200.2	0,1154	17,34	0,81	15,21	0,1444	2594,53	1123,0517	Vérifié
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	35*40	286	200.2	0,1155	17,33	0,81	12,95	0,1254	2245,85	747,5203	Vérifié
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	35*35	286	200.2	0,101	19,82	0,799	10,68	0,1089	1908,13	386,1455	Vérifié

TAB. V 13: Vérification du flambement des poteaux

Remarque : il n'y pas risque de flambement.

b) vérification des contraintes de compression :

on vérifiée que

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad \text{tel que: } \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

tel que:

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'_s(V - d')^2 + 15A_s(d - V)^2$$

$$A'_s = 0 \rightarrow I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A_s(d - V)^2$$

$$S = b * h + 15(A + A') = b * h + 15A$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{B + 15A}$$

$$V' = h - V$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	40 × 45	40 × 40	35 × 40	35 × 35
d (cm)	42,5	37,5	37,5	32,5
A (cm)	18,47	15,21	12,95	10,68
B (cm <sup>2</sup> )	1800	1600	1400	1225
V (cm)	25,17	22,18	22,13	19,23
V' (cm)	19,83	17,82	17,87	15,77
S (m <sup>2</sup> )	2077,05	1828,15	1554,25	1385,2
N <sub>ser</sub> (MN)	1041,0638	819,0619	545,2533	281,8032
M <sub>ser</sub> (MN.m)	3,5665	-28,7143	19,0134	18,1602

$M_{serG}(MN.m)$	31,3629	-46,5698	30,6272	23,0353
$\sigma_{bc1}(MPa)$	6,99	0,72	6,35	4,86
$\sigma_{bc2}(MPa)$	3,04	8,24	0,67	-0,79
$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$	15	15	15	15
$I_{yy'}(m^4)$	399788,14	274484,52	239807,34	156928,46
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

TAB. V 14 vérification des contraintes de compression

## c) Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \quad , \quad \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (TAB.V) suivant :

Niveau	Section(cm <sup>2</sup> )	d(cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$V_{max}(KN)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\overline{\tau}_{bu}(MPa)$	Obs
RDC et 1 <sup>er</sup>	40*45	42.5	5.005	0.075	55.8767	0.329	1.875	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	40*40	37.5	5.005	0.075	59.8322	0.399	1.875	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	35*40	37.5	5.720	0.075	48.2315	0.367	1.875	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	35*35	37.5	5.720	0.075	41.0878	0.361	1.875	Vérifiée

TAB. V 15: Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

## • Disposition constructive des poteaux

- Les longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone IIa} \quad L_r > 40$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

## d) Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

$M_w$  : moment résistant a gauche du nœud considéré.

$M_e$  : moment résistant à droit du nœud considéré.

$M_n$  : moment résistant supérieur du nœud considéré.

$M_s$  : moment résistant inférieur du nœud considéré.

#### e) 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 ;
- De la contrainte limite élastique des aciers ;

$$MR = z \times A_s \times \sigma_s \text{ avec : } \begin{cases} z = 0.9 h \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

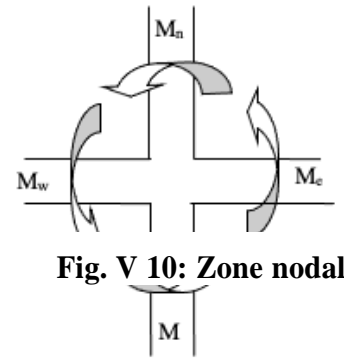
Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux (Error! Reference source not found.) suivants :

**TAB. V 16: Les moments résistants dans les poteaux.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$ (Mpa)	M <sub>r</sub> (KN.m)
<b>RDC et 1<sup>er</sup></b>	40×45	40.5	18.47	348	260.32
<b>2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup></b>	40×40	36	15.21	348	190.55
<b>4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup></b>	35×40	36	12.95	348	162.24
<b>6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup></b>	35×35	31.5	10.68	348	117.07

**TAB. V 17: Les moments résistants dans les poutres.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$ (Mpa)	M <sub>n</sub> (KN.m)
<b>RDC Au 7<sup>ème</sup> étage</b>	<i>PSporteuse</i> (30 × 45)	40.5	6.88	348	96.97
	<i>PP</i> (30 × 40)	36	8.01	348	100.35
	<i>PS</i> (30 × 35)	31.5	4.62	348	50.64
	<i>PC</i> (25 × 30)	27	4.62	348	43.41



**Fig. V 10: Zone nodale**



### f) Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (**Error! Reference source not found.**).

On effectue la vérification de la zone nodale pour deux nœuds de chaque niveau

- Nœud central (N1).
- Nœud d'angle (N2).

Niveau	Plan	$M_w = M_e$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$	$M_n$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	observation
RDC et 1 <sup>er</sup>	$PS_{porteuse}$	96.97	242.425	260.32	260.32	520.64	Vérifiée
	PP	100.35	250.875				Vérifiée
	PS	50.64	126.60				Vérifiée
	PC	43.41	108.525				Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	$PS_{porteuse}$	96.97	242.425	190.55	260.32	450.87	Vérifiée
	PP	100.35	250.875				Vérifiée
	PS	50.64	126.60				Vérifiée
	PC	43.41	108.525				Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	$PS_{porteuse}$	96.97	242.425	190.55	190.55	381.10	Vérifiée
	PP	100.35	250.875				Vérifiée
	PS	50.64	126.60				Vérifiée
	PC	43.41	108.525				Vérifiée
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	$PS_{porteuse}$	96.97	242.425	162.24	190.55	352.79	Vérifiée
	PP	100.35	250.875				Vérifiée
	PS	50.64	126.60				Vérifiée
	PC	43.41	108.525				Vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	$PS_{porteuse}$	96.97	242.425	162.24	162.24	324.48	Vérifiée
	PP	100.35	250.875				Vérifiée
	PS	50.64	126.60				Vérifiée
	PC	43.41	108.525				Vérifiée
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	$PS_{porteuse}$	96.97	242.425	117.07	162.24	279.31	Vérifiée
	PP	100.35	250.875				Vérifiée
	PS	50.64	126.60				Vérifiée
	PC	43.41	108.525				Vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	$PS_{porteuse}$	96.97	242.425	117.07	117.07	234.14	Non Vérifiée
	PP	100.35	250.875				Non Vérifiée
	PS	50.64	126.60				Vérifiée
	PC	43.41	108.525				Vérifiée

**TAB. V 18: Vérification de la zone nodale.**

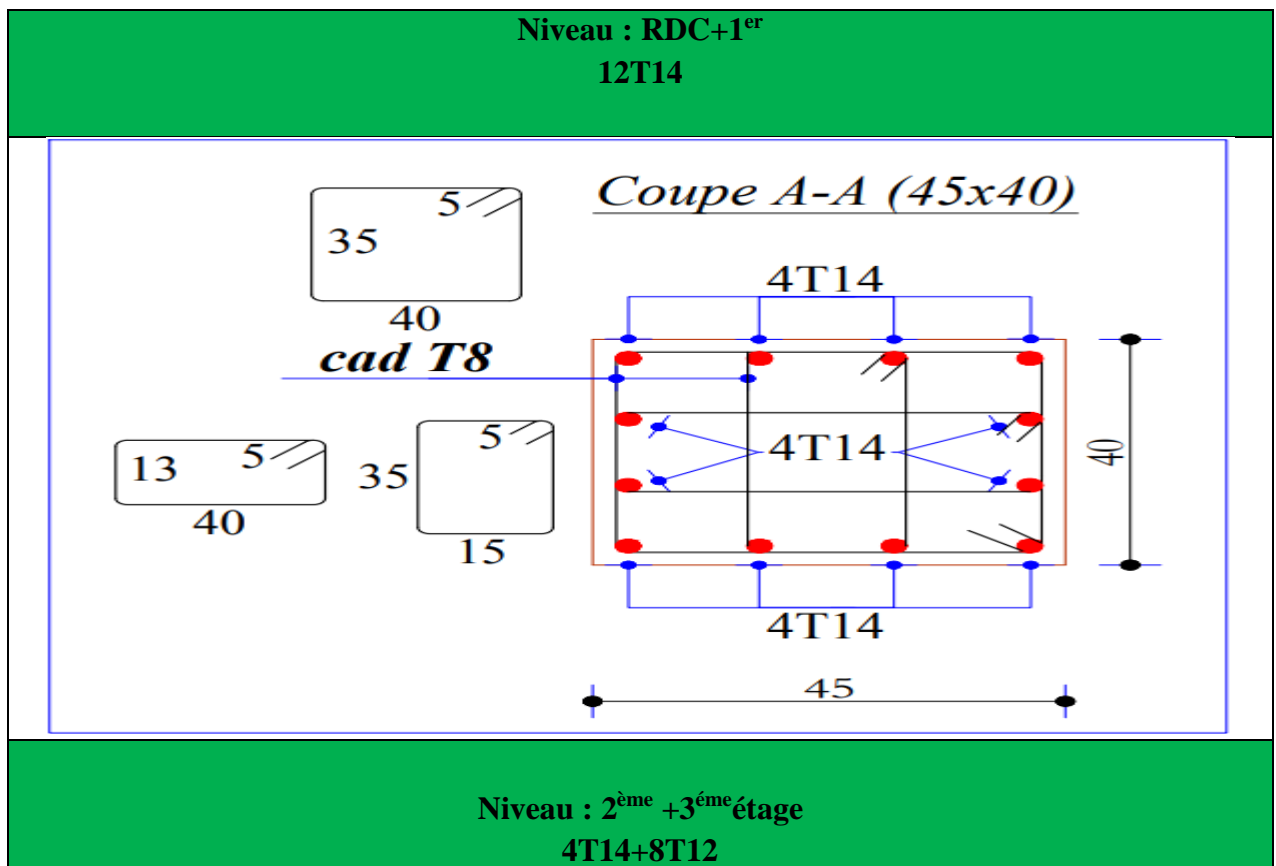
- D'après le **RPA99/version2003** la vérification des zones nodales est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

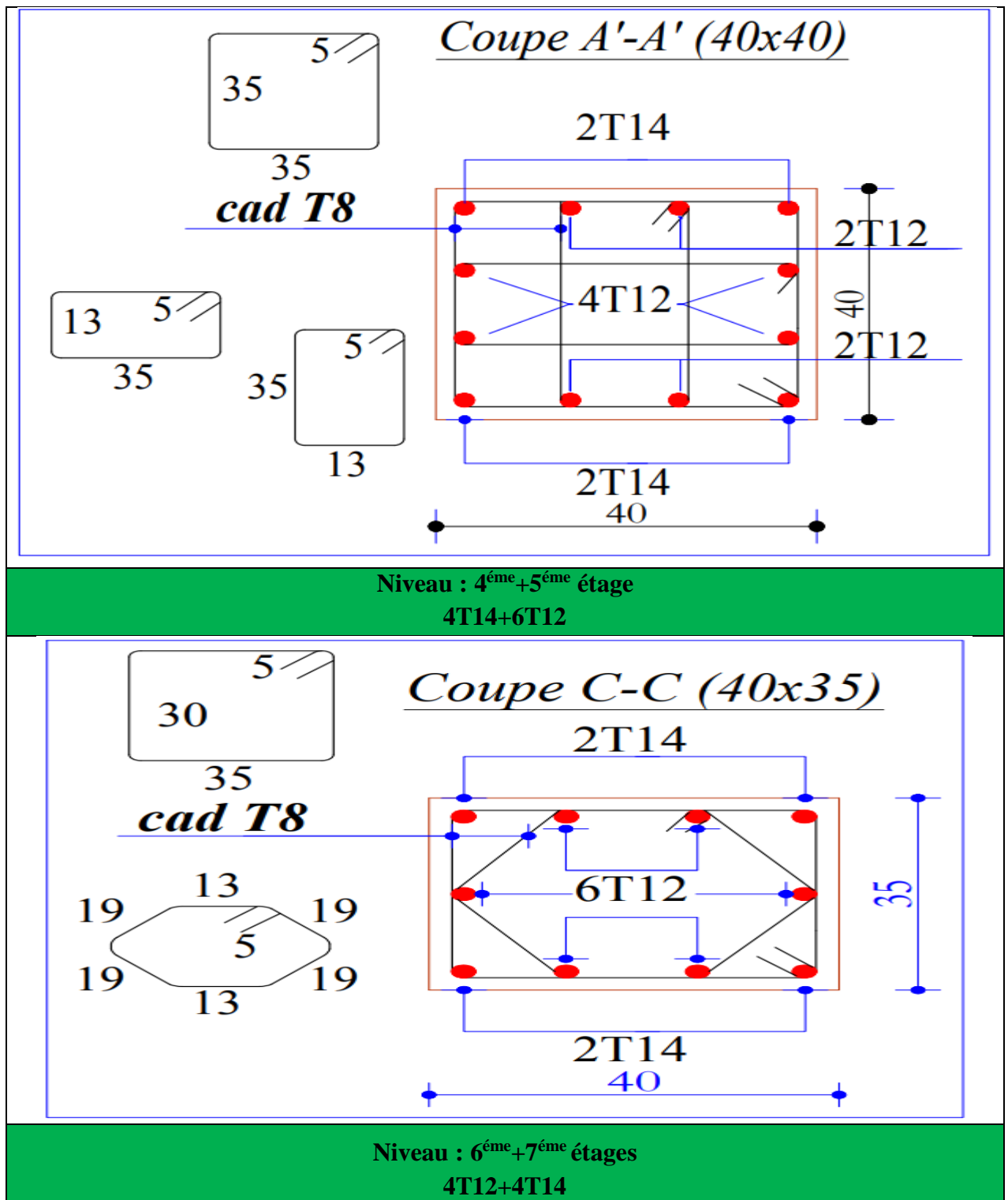
**g) Conclusion**

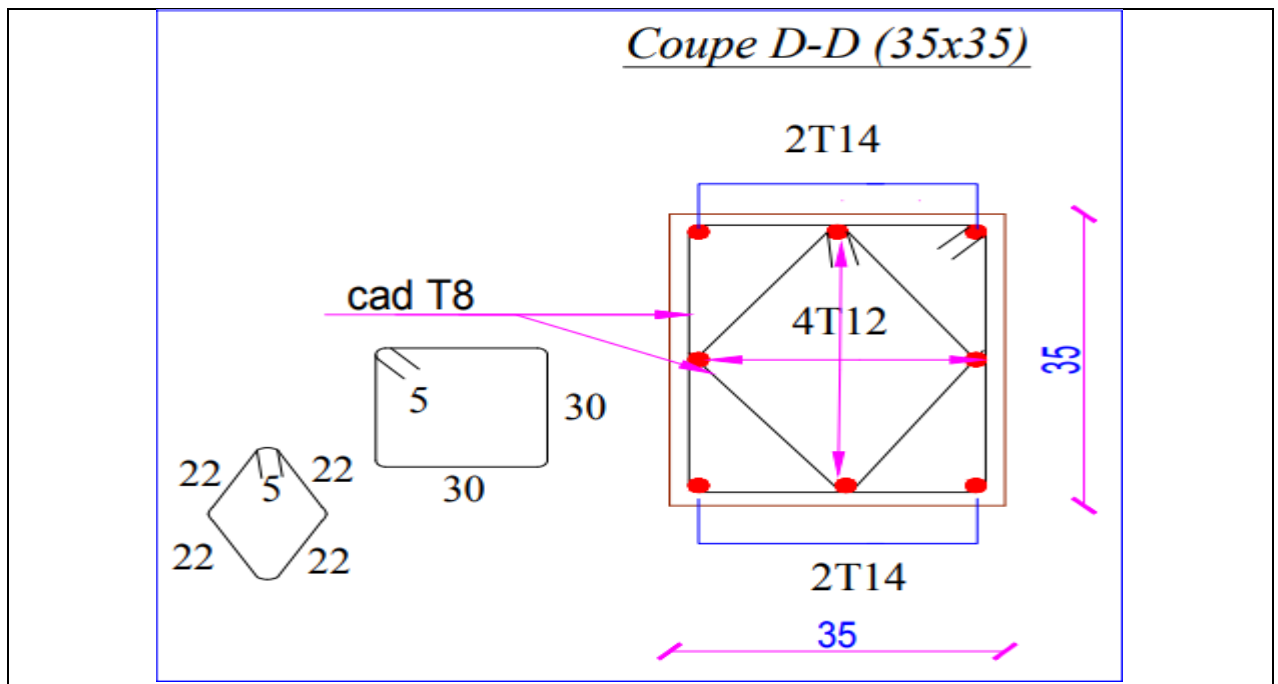
La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, sauf les deux derniers niveaux.

**V.4.Ferraillage**

Les schémas de ferraillage sont résumés dans la figure suivante :







TAB. V 19: les schémas de ferraillage dans les différents poteaux

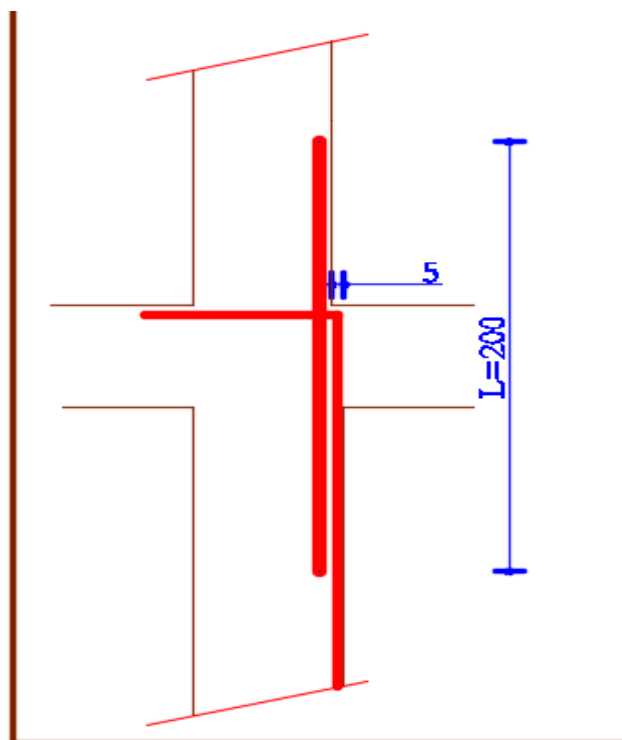


Fig. V 11: Schéma de principe de ferraillage et réduction des sections des poteaux.

## V.5. Étude des voiles

### V.5.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q.$
- $G+Q\pm E.$
- $0.8G\pm E.$

### V.5.2. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

#### a). Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$\Rightarrow A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_t : \text{longueur de la zone tendue} \\ e : \text{épaisseur du voile} \end{cases}$$

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $St < e$ .

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

-Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### b). Aciers horizontaux :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 30° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

**c). Règles communes (armature verticales et horizontales) :**

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.15\% \times b \times h & \text{dans la section globale du voile} \\ A_{min} = 0.10\% \times b \times h & \text{dans la zone courante} \end{cases}$$

- L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$ .
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS alors les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Voile (V <sub>x1</sub> )			
	Combinaison	N(KN)	M(kn.m)	V(KN)
Du RDC au 2 <sup>ème</sup> étage	0.8G+E <sub>x</sub>	1561.84	212.76	144.03
Du 3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	0.8G+E <sub>x</sub>	572.95	2.38	94.98

**TAB. V 20: sollicitation statique dans le voile V4**

**V.5.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes**

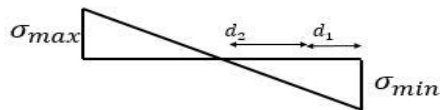
C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire :

- 1) calcul les contraintes  $\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$
- 2) on découpe le diagramme de contrainte en bande de largeur donnés par :

3) calcul les longueurs 'L<sub>c</sub>' et 'L<sub>t</sub>' :

avec :  $\begin{cases} N: \text{effort normal appliqué.} \\ M: \text{Moment fléchissant appliqué} \\ A: \text{Section transversale du voile} \\ V: \text{bras de levier.} \\ I: \text{Inertie du voile} \\ L_c: \text{longueur de la zone comprimée} \\ L_t: \text{longueur de la zone tendue} \end{cases}$

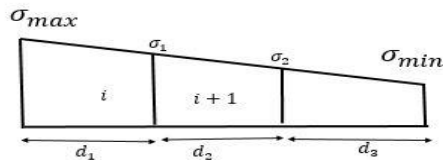
On distingue 3 cas, le premier est la section partiellement comprimée, la deuxième section entièrement comprimée, et la dernière section entièrement tendue.



$$(\sigma_{max} \times \sigma_{max}) < 0$$

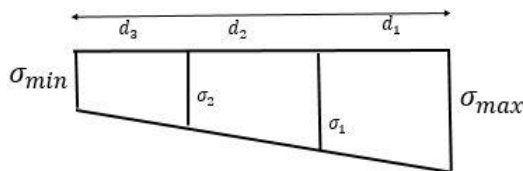
Le volume des contraintes de traction N

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \end{cases} \begin{cases} A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}} \\ A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s10}} \end{cases}$$



$$(\sigma_{max} ; \sigma_{max}) > 0$$

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e \end{cases} \begin{cases} A_v = \frac{N_i - B f_b}{\sigma_{s10}} \\ A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s2}} \end{cases}$$



$$(\sigma_{max} ; \sigma_{max}) < 0$$

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e \end{cases} \begin{cases} A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}} \end{cases}$$

$$\text{Si } A_{vi} \leq A_{min} = 0.20\% . e . L$$

$$\Rightarrow A_{retenue} = A_{min}$$

$$\text{Si non : } \Rightarrow A_{retenue} = A_{vi}$$

### V.5.5. Les Voiles à étudier

- Pour le calcul du ferraillage des voiles :
  - V1.
  - V2.
  - V3.
  - V4.

caractéristiques géométriques des voiles.	
V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>
Y = 50cm	Y = 60cm
A = 1800cm <sup>2</sup>	A = 1800cm <sup>2</sup>

$I = 1250000\text{cm}^2$	$I = 2160000\text{cm}^2$
<b>V<sub>3</sub></b>	<b>V<sub>4</sub></b>
$Y = 75\text{cm}$ $A = 2250\text{cm}^2$ $I = 4218750\text{cm}^2$	$Y = 50\text{cm}$ $A = 3000\text{cm}^2$ $I = 10000000\text{cm}^2$

TAB. V 21 caractéristiques géométriques des voiles.

## V.5.6. ferraillage Les Voiles :

## Voile V1

## Caractéristiques géométriques

L (m)	e (m)	V' (m)	V (m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>3</sup> )	h (m)
1	0,15	0,5	0,5	0,15	0,0125	2,66

## Calcul des Contraintes

N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lc (m)	Lt (m)
-195,2876	-169,2137	167,9	-783,353	570,763	0,5787	0,4213

## Ferraillage Vertical

d (m)	e (m)	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	N (KN)	As (cm <sup>2</sup> )
0,35	0,15	-2253,893	-79,2869	2,2634
0,1	0,15	-1126,9465	-16,9042	0,4227
0,39	0,15	388,9307	22,6807	0

## Ferraillage Horizontale

Ah1 (cm <sup>2</sup> )	Ah2 (cm <sup>2</sup> )	Ah3 (cm <sup>2</sup> )
0,56585	0,105675	0

## Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	$\tau$ (MPa)	Tadm (MPa)
235,06	1,567	5

## Voile V2

## Caractéristiques géométriques

L (m)	e (m)	V' (m)	V (m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>3</sup> )	h (m)
1,2	0,15	0,6	0,6	0,18	0,0216	2,66



## Calcul des Contraintes

N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lc (m)	Lt (m)
935,135	430,859	225,909	6773,112	17163,5	0,33955	0,86045

## Ferraillage Vertical

d (m)	e (m)	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	N (KN)	As (cm <sup>2</sup> )
0,23	0,15	-1548,1571	269,365	6,7324
0,2	0,15	-774,07855	223,22	5,589
0	-	8586,2141	0	0

## Ferraillage Horizontale

Ah1 (cm <sup>2</sup> )	Ah2 (cm <sup>2</sup> )	Ah3 (cm <sup>2</sup> )
1,68355	0,14515	0

## Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	$\tau$ (MPa)	Tadm (MPa)
316,2726	1,75707	5

## Voile V3

## Caractéristiques géométriques

L (m)	e (m)	V' (m)	V (m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>3</sup> )	h (m)
1,5	0,15	0,75	0,75	0,225	0,042	2,66

## Calcul des Contraintes

N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lc (m)	Lt (m)
158,683	401,473	296,036	-1160,439	2570,353	0,46649	1,03351

## Ferraillage Vertical

d (m)	e (m)	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	N (KN)	As (cm <sup>2</sup> )
0,3	0,15	326,2253	65,187	1,631
0,3	0,15	163,11265	7,34	0,4227
0	-	1078,3974	0	0

## Ferraillage Horizontale

Ah1 (cm <sup>2</sup> )	Ah2 (cm <sup>2</sup> )	Ah3 (cm <sup>2</sup> )
0,407425	0,0459	0

## Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	$\tau$ (MPa)	Tadm (MPa)
-----------	--------------	------------

414,4504	1,842	5
----------	-------	---

**Voile V4****Caractéristiques géométriques**

L (m)	e (m)	V' (m)	V (m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>3</sup> )	h (m)
2	0,15	1	1	0,3	0,1	2,66

**Calcul des Contraintes**

N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lc (m)	Lt (m)
415,705	896,121	439,53	-7575,527	10346,894	0,8436	1,1546

**Ferraillage Vertical**

d (m)	e (m)	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	N (KN)	As (cm <sup>2</sup> )
0,52	0,15	497,8058	981,688	23,913
0,55	0,15	2489,4294	205,377	5,1345
0	-	758,3988	0	0

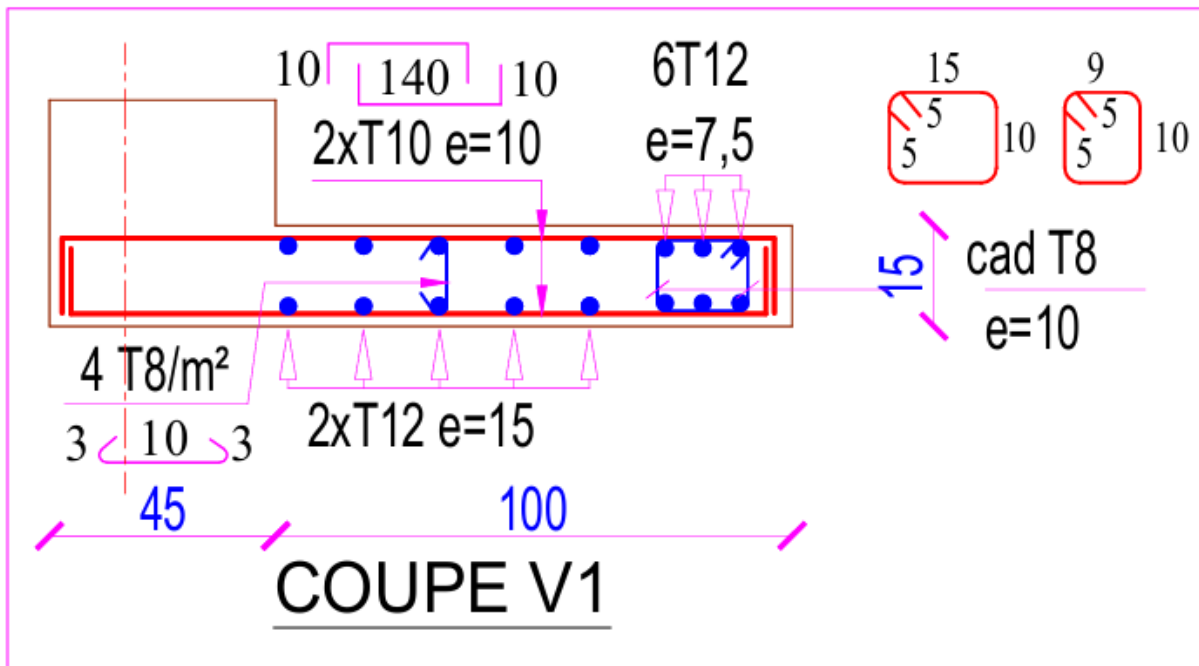
**Ferraillage Horizontale**

Ah1 (cm <sup>2</sup> )	Ah2 (cm <sup>2</sup> )	Ah3 (cm <sup>2</sup> )
3,735675	1,283625	0

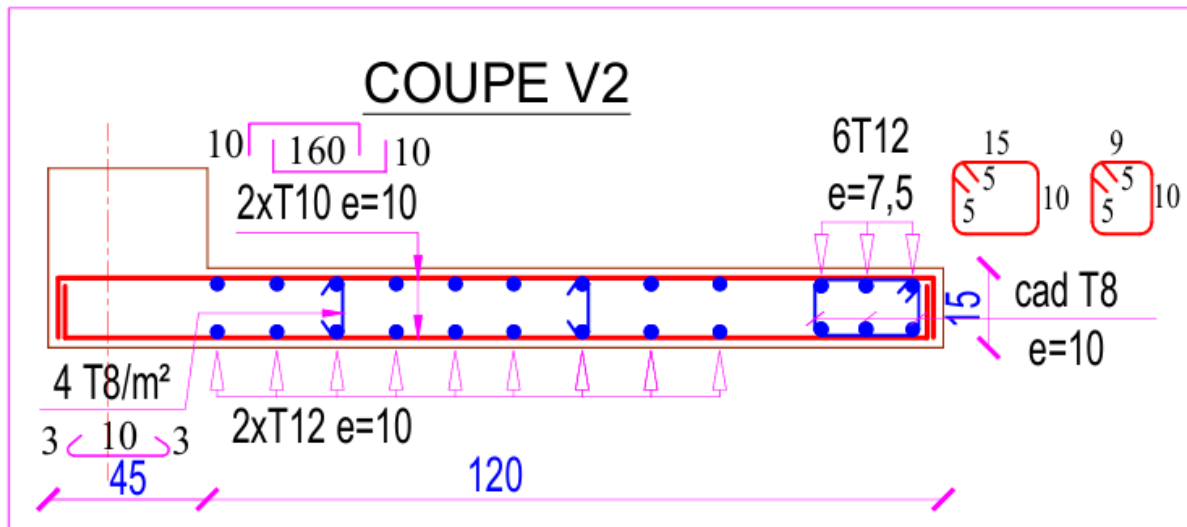
**Contraintes de Cisaillement**

1,4V (KN)	$\tau$ (MPa)	Tadm (MPa)
615,342	2,05114	5

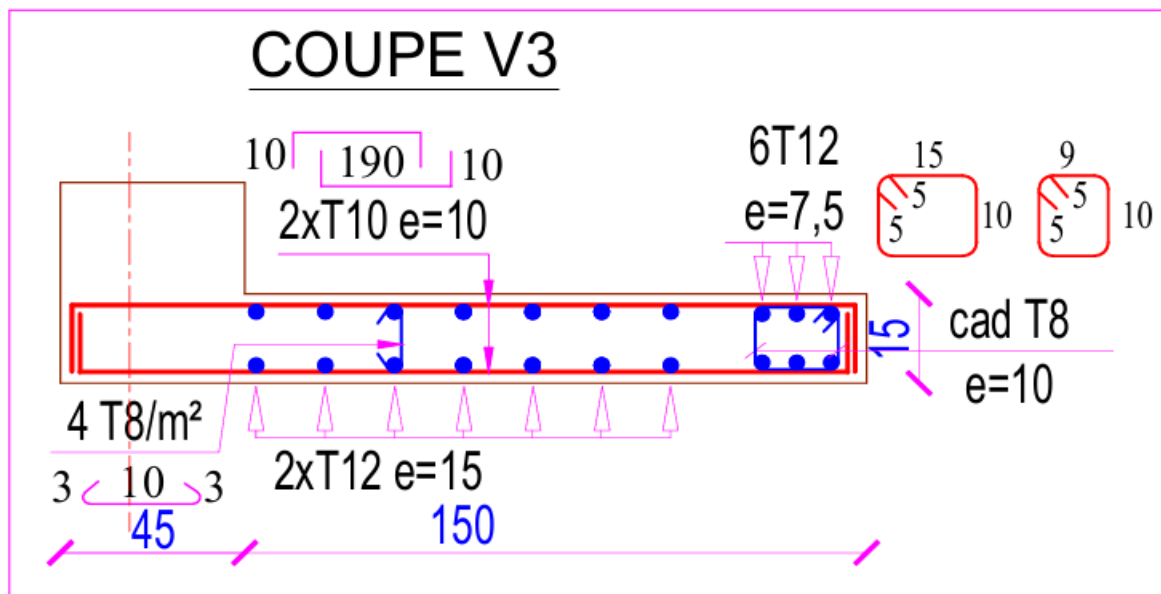
### V.5.7.Schémas de ferrailage V1



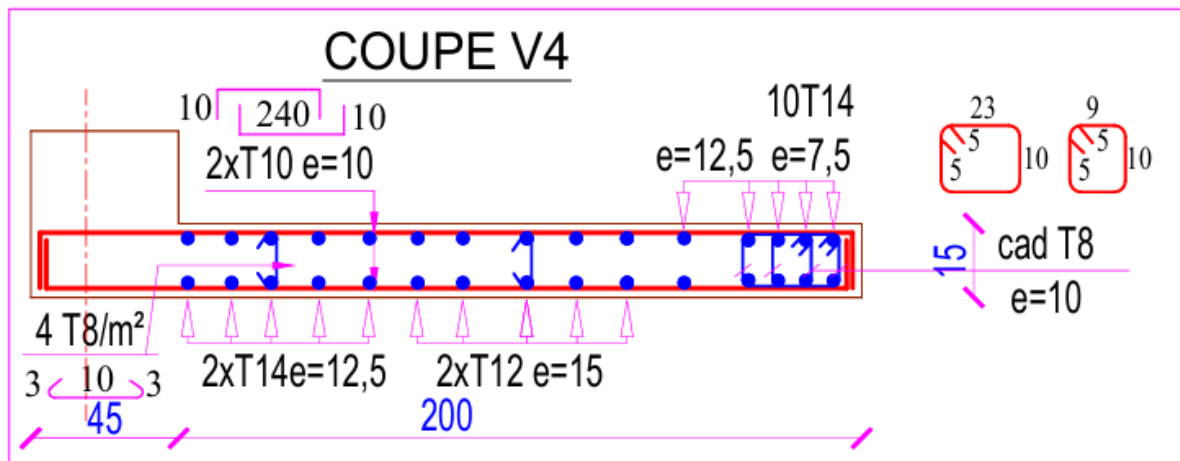
### V.5.8.Schémas de ferrailage V2



## V.5.9.Schémas de ferraillage V3



## V.5.10.Schémas de ferraillage V4



## V.6.Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que les sections minimales exigées par le RPA99/2003 sont importantes car elles favorisent la sécurité avant l'économie.

The background of the slide is a green scroll with rounded corners and a vertical strip on the left side, giving it a parchment-like appearance.

# Chapitre VI

## Étude

### de

# l'infrastructure

## VI.1.Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

## VI.2.Choix de type de fondations

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- La profondeur du bon sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.75 bars** pour une profondeur de **4 m** par rapport au terrain naturel.

## VI.3.Combinaisons d'actions à considérer

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1) G + Q \pm E.$$

$$2) 0.8 \times G \pm E.$$

$$3) G + Q.$$

## VI.4.Étude des fondations (banquet inferieure)

### VI.4.1.Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée :

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenue par la surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

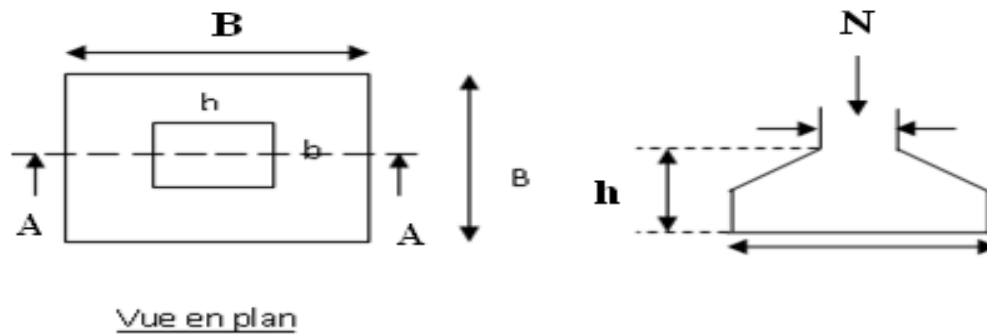


Fig.VI 1: schéma de la Semelle isolée de fondation.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad N = 1409.3686 \text{ KN} ; \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.37 \text{ MPa}$$

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$  on remplace la valeur de  $A$  dans (\*) et on trouve la valeur de  $B$  :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{45 \times 1409.3686 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.37}} = 2.07 \text{ m}$$

$$B = 2.10 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

#### VI.4.2.Vérification des semelles filantes

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel **ETABS V16**, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

**TAB. VI 1: les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.**

Les files	La somme(KN)
A	1654.578
B	1586.755
C	4253.185
D	1469.60
E	3286.712
F	3283.148
G	2053.902
H	4177.487
I	2704.299

J

2684.372

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file B est la plus sollicitée. De longueur  $L$  et largeur  $B$ , située sous un portique formé de 6 poteaux  $N_1, N_2, N_3, N_4, N_5$  avec un débord de 0.8m de chaque cotée.

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante

$$\text{On à : } \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

Avec:  $N = \sum_{i=1}^5 = 11146.332 \text{ KN}$ ,  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.75 \text{ bar}$ .

$$B \geq \frac{4253.185}{370 \times 13.5} = 0.8515m$$

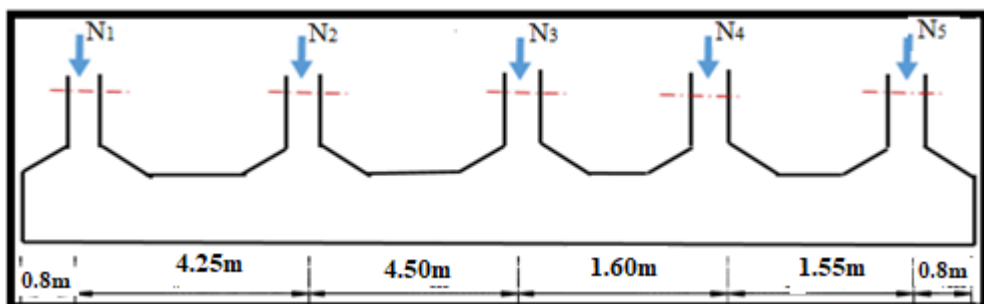


Fig.VI 2: les différentes files des semelles filantes.

Vue qu'entraxe minimale de deux portique parallèle est de 1.9m. On remarque qu'il n'y a pas un changement entre deux semelle ce qui revient à dire que ce type de fondation adéquat notre cas.

## VI.5. Les Vérifications nécessaires

### VI.5.1. Etude des semelles filantes :

#### 1) Dimensionnement (coffrage)

$$S = \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$S = \frac{1.15 \times 4253.185}{370} = 13.22m^2$$

$$S = L \times B \text{ avec } L = 13.5m$$

$S$ : surface de la semelle

$$B \geq \frac{13.22}{13.5} = 0.97m$$

Soit  $B = 1.20m$

#### 2) Calcul de la hauteur total de la semelle filante :

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par la formule :  $h_t = d + c$

Avec :

$c$  : Enrobage des armatures  $e=5cm$

$d$  : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante :



$$d \geq \max \begin{cases} \frac{B-a}{4} = 0.187m \\ \frac{B-b}{4} = 0.2m \end{cases} \rightarrow d = 0.25m$$

$$(a \times b) = (45 \times 40) = 0.18 \rightarrow d = 0.25 \rightarrow h_t = 0.25 + 0.05 = 0.3 = 30cm$$

### 3)Vérification à faire :

- Poids propres de la semelle :

$$G^s = \gamma_b \cdot B \cdot L \cdot h = 25 \times 1.2 \times 13.5 \times 0.3 = 121.5KN$$

$$N_t = N^F + G^s = 4253.186 + 121.5$$

$$N_t = 4374.686KN$$

$$\sigma = \frac{4374.686 \times 10^{-2}}{1.2 \times 13.50} = 2.7bar \leq \overline{\sigma}_{sol} = 3.7bar$$

Donc la dimension de B est suffisant.

## VI.5.2. Vérification au poinçonnement

La vérification à la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant est nécessaire, cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. Elle s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_C \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL99 (article A.5.2.41).}$$

$N_d$  : effort normal de calcul à l'ELU.

$h_t$  : hauteur de la nervure.

$U_C$  : périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

- Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau  $(45 \times 40) \text{ cm}^2$ , le périmètre d'impact  $U_C$  est donné par la formule suivante :  $U_C = 2 \times (A+B)$ .

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.45 + 0.3 = 0.75 \text{ m} \\ B = a + h_t = 0.40 + 0.2 = 0.70 \text{ m} \end{cases} \rightarrow U_C = 5.7 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } N_d = 1.07138 \text{ MN} \leq 0.045 \times 2.9 \times 0.3 \times \frac{25}{1.15} = 0.851 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{non Vérifiée .}$$

La conditions n'pas vérifiée on augmente  $h_t$  de la semelle.

$$h_t \geq \frac{1.07138 * 1.15}{0.045 * 2.9 * 25} = 0.337$$

Soit :  $h_t = 0.4m$

## VI.5.2. Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G) \end{cases}$$

En utilisant, le programme AUTOCAD, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 6.75 \text{ m} \\ Y_G = 6.75 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} I_{XX} = 246.04 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 1.94 \text{ m}^4 \end{cases}$$

L'effort normal N et le moment M sont tirés à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

#### ♦ Sens-y-y

**Données :**

$$N = 4415.185 \text{ MN}, \quad M_Y = 6.195 \text{ MN.m}, \quad I_{Yg} = 1.94 \text{ m}^4.$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{YG}} \times X_G = 0.448 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{YG}} \times X_G = 0.056 \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.448 + 0.056}{4} = 0.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.56 \text{ MPa}.$$

Donc la contrainte est vérifiée dans **le sens y-y**.

#### VI.5.5. Vérification à la stabilité au renversement (ELS) :

Selon le **RPA (Art 10.1.5)** on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ .

$$\text{➤ Sens y-y : } e = \frac{61.95}{4415.185} = 0.014 \text{ m} < \frac{1.2}{4} = 0.3 \text{ m}.$$

La stabilité au renversement est vérifiée pas risque.

#### VI.6. Ferrailage :

- **Acier principale(A//L):**

$$A//L = \frac{N_u(B - b)}{8.d.f_{st}}$$

Avec :  $\begin{cases} N_u: \text{Effort ultime sollicitant la semelle} \\ \overline{\sigma}_{st}: \text{contraint d'acier: } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

D'après l'ETABS version 2016 on a :

$$N_u(ELU): 1431.52 \text{ KN}.$$

• **Acier répartition ( $A \perp L$ ) :**

**Application numérique :**

$$B=1.20\text{m} ; N_u = 1431.52 \text{ KN} ; b = 0.4\text{m} ; d = 0.35\text{m}.$$

$$A//L = \frac{1431.52 * 10^{-3} (1.20 - 0.4)}{8 * 0.35 * 348}$$

$$A//L = 11.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend comme choisis 6HA16=12.06  $\text{cm}^2/\text{ml}$  , avec un espacement de 18cm.

$$A \perp L = \frac{12.06 * 1.2 * 10^{-4}}{4} = 3.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 6HA12= 6.79  $\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 18 cm.

### VI.5.3. Etude des poutres rigidité

• **Définition :**

C'est une poutre disposée la longe de semelle elle est nécessaire pour reprendre les efforts par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

• **Dimensionnement :**

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{9} \leq h \leq \frac{L_{max}}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle

$$L = 450\text{m} \rightarrow 50 < h < 75$$

On prend  $h = 75\text{cm}$   $d = 70\text{cm}$ .

On a poteau de dimension

$$b = 40\text{cm} \rightarrow b_0 = b + 5 * 2 = 50\text{cm}$$

• **Hauteur total de la semelle filante**

$$h_t \geq \frac{B - b_0}{4} + 0.05 = 0.225$$

On prend  $h_j = 40\text{cm}$

- Hauteur de  $h_1$  et  $h_0$  :

$$h_0 \geq 6\phi + 6 = 6 * 1.6 + 6 = 15.6$$

Soit  $h_0 = 25\text{cm}$

$$h_1 = 40 - 25 = 15\text{cm}$$

Calcul la charge agissante sur la poutre de rigidité :

$$Q_u = \frac{\sum N_u}{L} \text{ avec } N_u = 4987.85\text{KN} \quad L = 13.5\text{m}$$

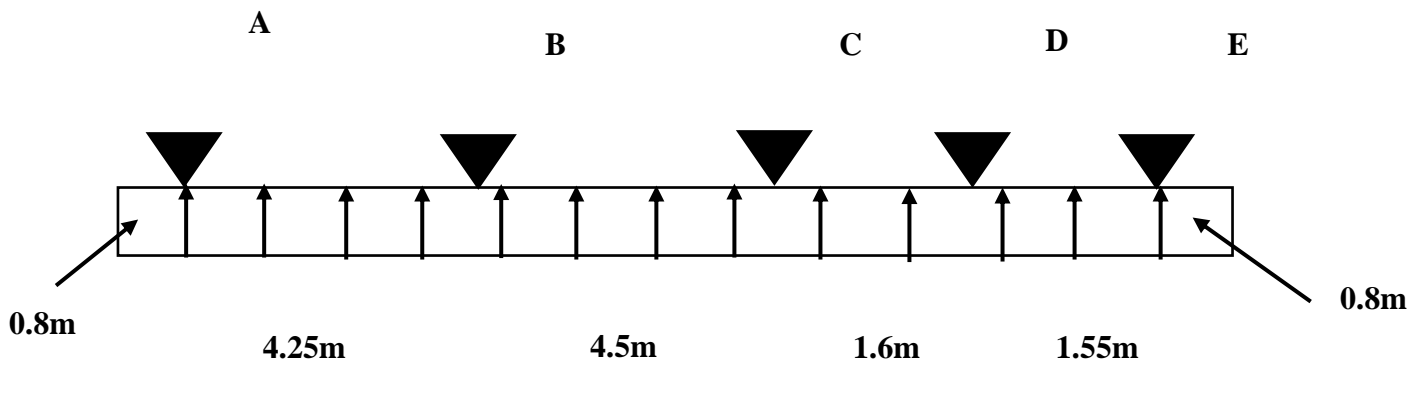
$$Q_u = \frac{4987.85}{13.5} = 369.47$$

$$Q_u = 369.47\text{KN/m}$$

$$Q_s = \frac{\sum N_s}{L} \text{ avec } N_s = 3631.563$$

$$Q_s = 269.01 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Calcul des sollicitations des poutres des rigidités :



**Fig.VI 3:sollicitations des poutres des rigidités**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode de caquet.

**Moment et effort tranchant au niveau des appuis :**

	$M_u (\text{KN.m})$	$M_s (\text{KN.m})$	$V_u (\text{KN})$
Appuis A	-118.23	-86.083	652.14
Appuis B	-683.411	-497.589	-918.108
Appuis C	-434.253	-316.179	-775.939

Appuis D	-89.407	-65.097	267.744
Appuis E	-118.23	-86.083	-304.935

**TAB. VI 2 : Moment et effort tranchant au niveau des appuis**  
**Moment au niveau des travées :**

	$X(m)$	$M_{Tu}(KN.m)$	$M_{Ts}(KN)$
Travée AB	1.765	457.306	332.963
Travée BC	2.4	380.538	277.068
Travée CD	1.383	-80.736	-58.784
Travée DE	0.723	7.606	5.538

**TAB. VI 3: Moment au niveau des travées**

Les résultats des moment maximales et effort tranchant maximale sont :

$$M_a = 683.411KN.m \quad M_t = 457.306KN.m \quad V_u = 918.108KN$$

Calcul du ferrailage fille (C) sera la même dans les autres filles : le ferrailage se sera pour une section rectangulaire (b\*h) a la flexion simple

- Ferrailage de la partie inferieur(appuis)**

$$\text{On a } f_{c28} = 25MPa \quad f_e = 400MPa \quad f_{bu} = 14.2MPa \quad f_{st} = 348MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{683.411 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.5 \times 0.7^2} = 0.196$$

$$\mu_{bu} = 0.196 > 0.186 \rightarrow \text{pivot B} \rightarrow \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.74 \times 10^{-3} \rightarrow \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392$$

$$\alpha = 0.392 \rightarrow \varepsilon_{st} = 9.14 \times 10^{-3}$$

$$\mu_l = 0.196 < \mu_{bu} = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.275$$

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

$$z = 0.623m$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = 9.23 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = 348MPa$$

$$A_{inf} = \frac{M_{max}}{z \cdot f_{st}} = \frac{683.411 \cdot 10^{-3}}{0.623 \times 348} = 31.52 cm^2/ml$$

On opte pour un ferrailage  $A_{inf} = 5HA20 + 5HA16 + 5HA14 = 33.46 cm^2$

- **Ferraillage de la partie inferieur(appuis)**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t\max}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{457.306 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.5 \times 0.7^2} = 0.131$$

$$\mu_l = 0.196 < \mu_{bu} = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.176$$

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

$$z = 0.651m$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = 9.23 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = 348MPa$$

$$A_{sup} = \frac{M_{max}}{z \cdot f_{st}} = \frac{457.306 \cdot 10^{-3}}{0.651 \times 348} = 20.18 cm^2/ml$$

On opte pour un ferraillage  $A_{inf} = 7HA20 = 21.99 cm^2$

- **Ferraillage vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{918.108 \cdot 10^{-3}}{0.5 \cdot 0.7} = 2.62 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa \right)$$

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

- **Ferraillage transversale :**

$$\phi_t \leq \min(\phi_{l\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$$

$$\phi_t \leq \min(1.4; 2.14; 5)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 10mm$$

- **calcul de  $A_{min}$  :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 0.5 \times 0.7 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 4.23 cm^2$$

**f) Les armatures de peau :**

En vertu prescription du CBA-93 on prend  $2HA12 = 2.26 cm^2$ .

**g) Espacement  $S_t$**

L'espacement des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

1) BAEI 91:  $S_t \leq \min(0.9d, 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm}$

2) RPAV2003  $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \left(\frac{h}{2}; 12\phi_l\right) = \min(18.75; 16.8) \\ \text{soit } S_t = 15\text{cm}(\text{en zone nodale}) \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 37.5 \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}(\text{en delon de la zone nodal}) \end{array} \right.$

• Vérification des contraintes

	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	observation
Appui	497.589	11.45	15	246.13	201.63	Non vérifiée
travée	332.963	8.79	15	244.86	201.63	Non vérifiée

TAB. VI 4:Vérification des contraintes

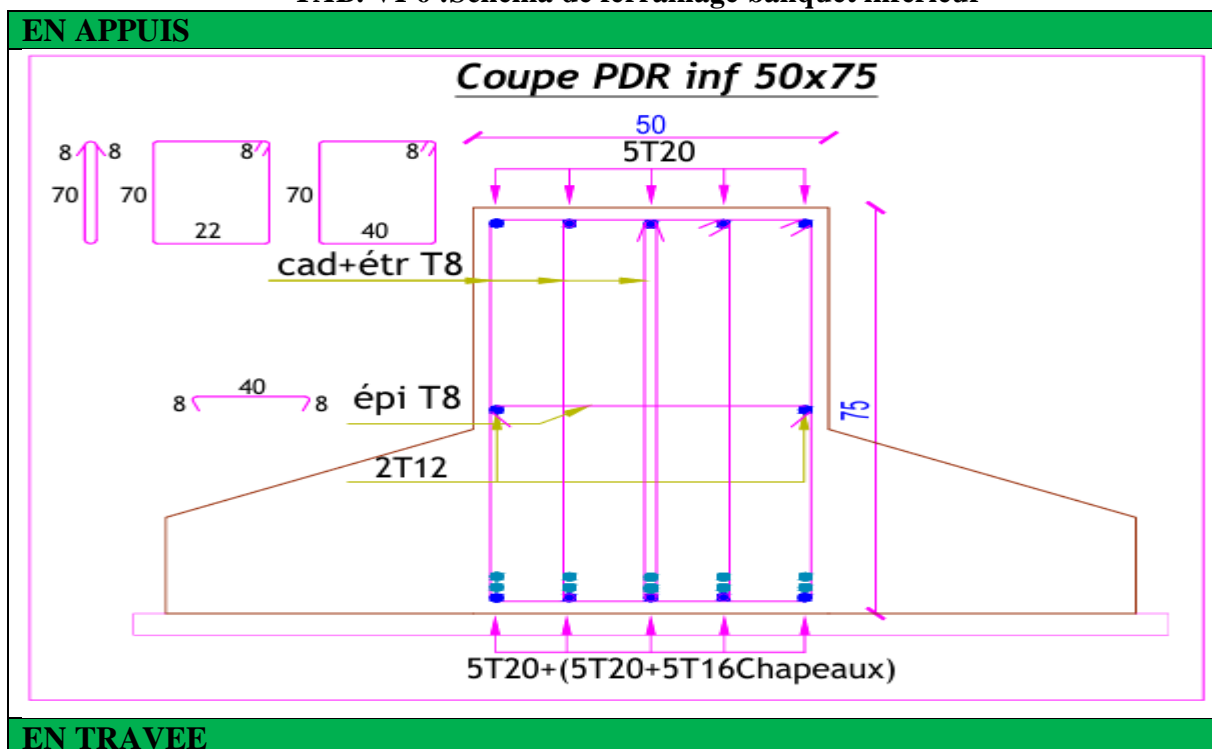
Remarque : les contraint d'acier n'pas vérifiée ce qui nous oblige à refaire les calculs à l'ELS les nouveaux résultats sont dans le tableau suivant :

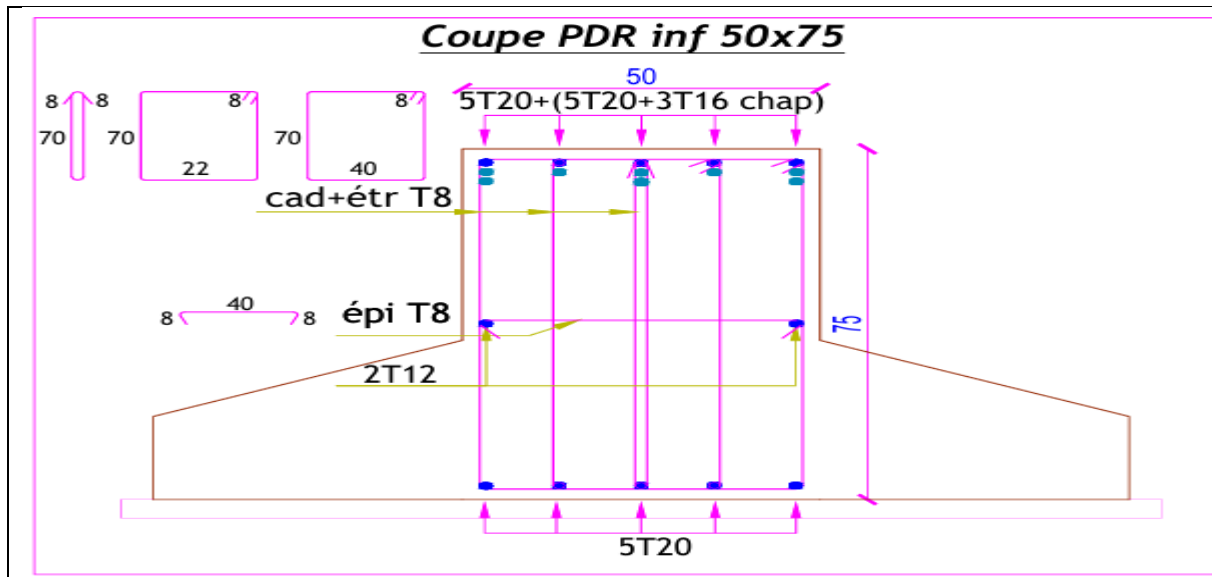
	$M_{ser}(KN.m)$	$\beta$	$\alpha$	$A_{ser}(cm^2)$	$A_{choisé}(cm^2)$
Appui	497.589	$8.25 * 10^{-3}$	0.41	40.83	5HA20 <sub>fil</sub> +(5HA20 + 5HA16) <sub>chapeau</sub> =41.47
travée	457.306	$7.62 * 10^{-3}$	0.39	37.24	5HA20 <sub>fil</sub> +(5HA20 + 3HA16) <sub>chapeau</sub> =37.45

TAB. VI 5:Vérification À'ELS

• Schéma de ferrailage :

TAB. VI 6 :Schéma de ferrailage banquet inférieur





## VI.6. Étude des fondations (banquet supérieure)

### VI.6.1. Vérification des semelles filantes

TAB. VI 7: les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files	La somme(KN)
A	705.549
B	1670.394
C	1490.852
D	1281.453
E	0
F	0
G	1380.957
H	1487.089
I	2111.803
J	157.585

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file I est la plus sollicitée. De longueur  $L=11.90\text{cm}$ .

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante

$$\text{On a : } \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$



$$B \geq \frac{2111.803}{270 \times 11.90} = 0.657m$$

$0.657 < 1.9m \rightarrow$  Il n'y a pas un chevauchement.

### VI.6.2. Etude des semelles filantes :

#### VI.6.2.1 Les Vérifications nécessaires :

##### 1) Dimensionnement (coffrage)

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}}$$

$$S = \frac{1.15 \times 2111.803}{270} = 9m^2$$

$$S = L \times B \text{ avec } L = 11.90m$$

$S$ : surface de la semelle

$$B \geq \frac{9}{11.90} = 0.756m$$

Soit  $B = 1.20m$

##### • Poids propres de la semelle :

$$G^s = \gamma_b \cdot B \cdot L \cdot h = 25 \times 1.2 \times 11.9 \times 0.4 = 142.8KN$$

$$N_t = N^{FI} + G^s = 2254.603KN$$

$$\sigma = \frac{2254.603 \times 10^{-2}}{1.2 \times 11.90} = 1.58bar \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2.7bar$$

Donc la dimension de B est suffisante.

#### VI.6.2.2. Vérification au poinçonnement

$$N_d = 0.93329 MN \leq 0.045 \times 3.5 \times 0.4 \times \frac{25}{1.15} = 1.37MN \dots \dots \dots \text{Vérifiée .}$$

La condition vérifiée la hauteur  $h_t$  de la semelle est suffisant

#### VI.6.2.3 Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G) \end{array} \right.$$

En utilisant, le programme AUTOCAD, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\{Y_G = 5.95 \text{ m} \quad \begin{cases} I_{XX} = 168.52 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 1.71 \text{ m}^4 \end{cases}$$

L'effort normal  $N$  et le moment  $M$  sont tirés à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

#### ♦ Sens-y-y

**Données :**

$$N = 4415.185 \text{ MN}, \quad M_Y = 6.195 \text{ MN.m}, \quad I_{Yg} = 1.94 \text{ m}^4.$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{YG}} \times Y_G = 0.633 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{YG}} \times Y_G = -0.338 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :  $\sigma_{moy} = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.405 \text{ MPa}$ .

Donc la contrainte est vérifiée dans **le sens y-y**.

#### VI.6.2.4 Vérification à la stabilité au renversement (ELS) :

$$\text{On a } \begin{cases} M_{max} = 139.665 \text{ KN.m} \\ N_{max} = 211.083 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ♦ Sens-y-y

$$\text{On trouve : } e = \frac{M}{N} = 0.066 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.3 \text{ m}.$$

Pas de risque au renversement.

#### VI.6. Ferrailage :

- **Acier principale ( $A//L$ ):**

$$A//L = \frac{N_u(B - b)}{8.d.f_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N_u: \text{Effort ultime sollicitant la semelle} \\ \bar{\sigma}_{st}: \text{contraint d'acier: } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

**D'après l'ETABS version 2016 on a :**

$$N_u(ELU) = 1273.244 \text{ KN}.$$

- **Acier répartition ( $A \perp L$ ) :**

**Application numérique :**

$$B = 1.20 \text{ m}; \quad b = 0.4 \text{ m}; \quad d = 0.35 \text{ m}.$$

$$A//L = \frac{1273.244 * 10^{-3}(1.20 - 0.4)}{8 * 0.35 * 348}$$

$$\frac{A}{L} = 10.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend comme choisis 7HA14=10.78 cm<sup>2</sup>/ml, avec un espacement de 15cm.

$$A \perp L = \frac{10.78 * 1.2 * 10^{-4}}{4} = 3.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 6HA12= 6.79 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 18 cm.

### VI.7.. Etude poutre rigidité

$$L = 460\text{m} \rightarrow 51.11 < h < 76.67$$

On prend  $h = 75\text{cm}$        $d = 70\text{cm}$ .

On a poteau de dimension

$$b = 40\text{cm} \rightarrow b_0 = b + 5 * 2 = 50\text{cm}$$

$$h_t = 40\text{cm}$$

$$h_0 = 25\text{cm}$$

$$h_1 = 15\text{cm}$$

- Calcul la charge agissante sur la poutre de rigidité :

$$Q_u = \frac{\sum N_u}{L} \text{ avec } N_u = 1942.05\text{KN} \quad N_s = 1414.139\text{KN} \quad L = 4.15\text{m}$$

$$\begin{cases} Q_u = \frac{\sum N_u}{L} = \frac{1942.05}{4.15} = 467.96\text{KN/m} \\ Q_s = \frac{\sum N_s}{L} = \frac{1414.139}{4.15} = 340.76\text{KN/m} \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations des poutres des rigidités :

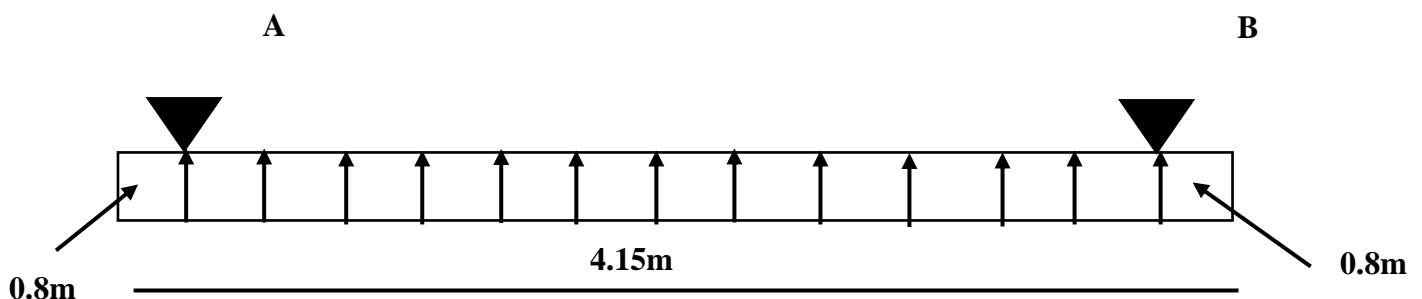


Fig.VI 4:sollicitations des poutres des rigidités

- Moment et effort tranchant au niveau des appuis

	$M_u (KN.m)$	$M_s (KN.m)$	$V_u (KN)$
Appuis A	-149.747	-109.043	971.017
Appuis B	-149.747	-109.043	-971.017

TAB. VI 8 :Moment et effort tranchant au niveau des appuis

- Moment au niveau des travées

	$X(m)$	$M_{Tu} (KN.m)$	$M_{Ts} (KN)$
Travée AB	2.075	875.683	624.549

TAB. VI 9: Moment au niveau des travées

- Ferrailage de la partie inférieure (appuis)

On a  $f_{c28} = 25MPa$        $f_e = 400MPa$      $f_{bu} = 14.2MPa$      $f_{st} = 348MPa$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{149.747 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.5 \times 0.7^2} = 0.043$$

$$\alpha = 0.055$$

$$z = 0.685m$$

$$A_{inf} = \frac{M_{max}}{z \cdot f_{st}} = \frac{149.747 \cdot 10^{-3}}{0.685 \times 348} = 6.28 cm^2/ml$$

On opte pour un ferrailage  $A_{inf} = 5HA14 = 7.7 cm^2$

- Ferrailage de la partie supérieure (travée)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t max}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{857.683 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.5 \times 0.7^2} = 0.246$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.359$$

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

$$z = 0.599m$$

$$A_{sup} = \frac{M_{max}}{z \cdot f_{st}} = \frac{857.683 \cdot 10^{-3}}{0.599 \times 348} = 41.14 cm^2/ml$$

On opte pour un ferrailage :

$$A_{sup} = 5HA20_{fil} + (5HA20 + 5HA16)_{chapeau} = 41.47 cm^2$$

- Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{971.017 \cdot 10^{-3}}{0.5 \cdot 0.7} = 2.77 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.33 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

- **Ferraillage transversale :**

$$\phi_t \leq \min(\phi_{l\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$$

$$\phi_t \leq \min(1.4; 2.14; 5)$$

Soit :  $\phi_t = 10mm$

- **calcul de  $A_{min}$  :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 0.5 \times 0.7 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 4.23cm^2$$

- h) **Les armatures de peau :**

En vertu prescription du CBA-93 on prend  $2HA12 = 2.26cm^2$ .

- i) **Espacement  $S_t$**

L'espacement des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

1) BAEL 91:  $S_t \leq \min(0.9d, 30cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$

2) RPAV2003  $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \left(\frac{h}{2}; 12\phi_l\right) = \min(18.75; 16.8) \\ \text{soit } S_t = 15cm(\text{en zone nodale}) \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 37.5 \rightarrow \text{soit } S_t = 15cm(\text{en delon de la zone nodal}) \end{array} \right.$

- **Vérification des contraintes**

	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	observation
<b>Appui</b>	109.043	5.25	15	246.13	201.63	Non vérifiée
<b>travée</b>	624.549	13.47	15	244.86	201.63	Non vérifiée

TAB. VI 10: Vérification des contraintes

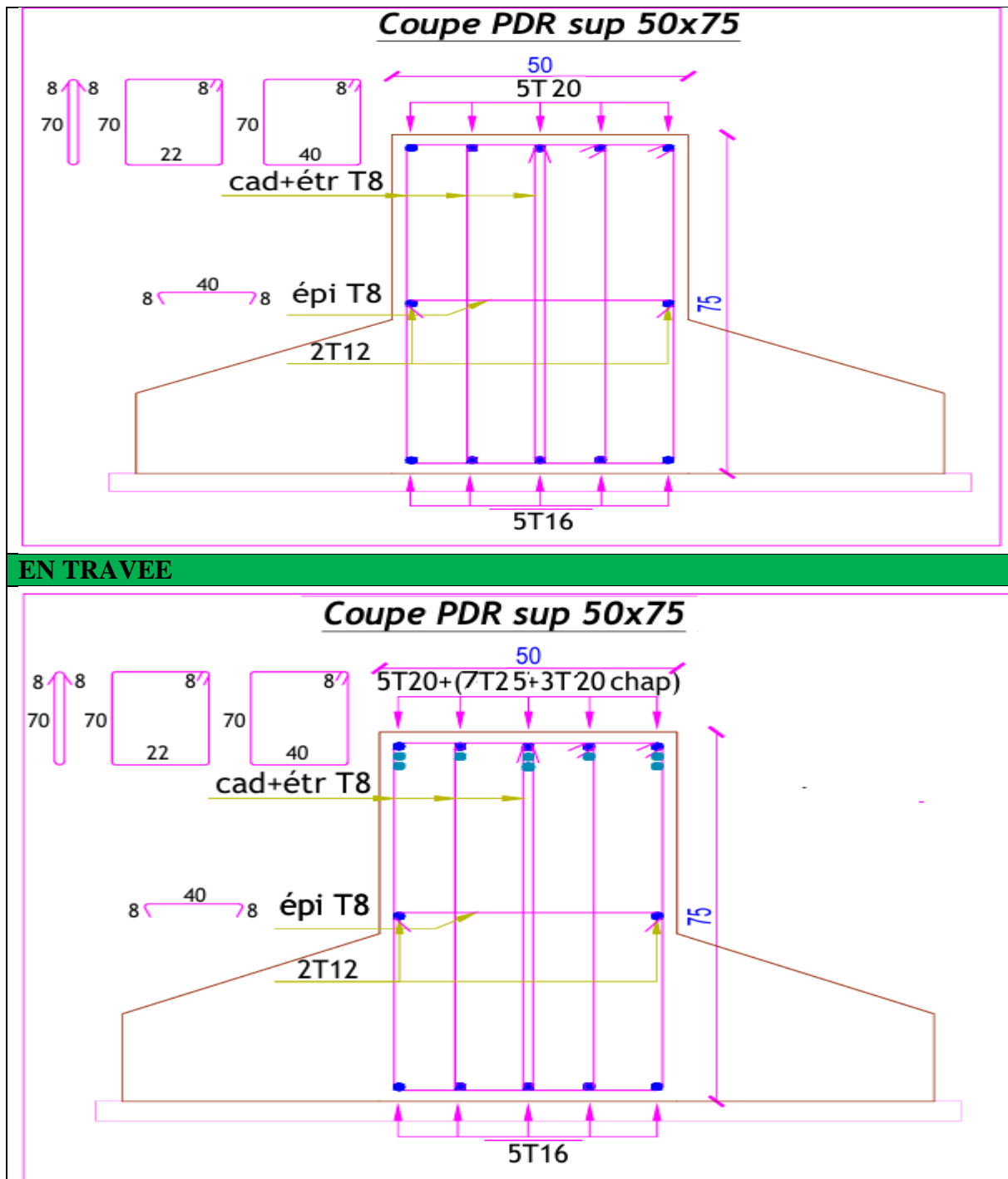
**Remarque :** les contraint d'acier n'pas vérifiée ce qui nous oblige à refaire les calculs à l'ELS les nouveaux résultats sont dans le tableau suivant :

	$M_{ser}(KN.m)$	$\beta$	$\alpha$	$A_{ser}(cm^2)$	$A_{choisé}(cm^2)$
<b>Appui</b>	109.043	$2.2 * 10^{-3}$	0.234	8.38	5HA16 = 10.05
<b>travée</b>	624.54	$12.6 * 10^{-3}$	0.482	52.72	5HA25 <sub>fil</sub> +(2HA25 + 8HA20) <sub>chapeau</sub> =59.49

TAB. VI 11: Vérification des contraintes

- **Schéma de ferraillage :**

EN APPUIS



TAB. VI 12::Schéma de ferrailage banquet supérieur

**VI.7.Etude de la longrine :****1) Pré dimensionnements des longrines :**

1-Le **RPA 99/2003**, exige les conditions suivantes.

2-Les points d'appuis doivent être solidarisés, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S3 sont :

3-  $(25 \times 30)cm^2$  Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une  $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$  ; Avec

-N : force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

-  $\alpha$  : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

-Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm ; 15 $\phi$ 2).

## 2) Vérification :

Nous avons : **banquât inférieur**  $\begin{cases} N_s = 1041.0629KN \\ N_u = 1431.0508KN \end{cases}$

**Banquât supérieur**  $\begin{cases} N_s = 927.316KN \\ N_u = 1273.2437KN \end{cases}$

**On prend le plus défavorable (banquât inférieur). Le même ferrailage dans la banquât supérieur.**

D'après le RPA on a :  $\alpha = 10$  en zone IIa site S3

$$F = \frac{1431.0508}{10} = 143.10508KN \quad D'ou: F > 20KN$$

## 3) Ferrailage :

### • Armature longitudinale

$$A_u = \frac{N_u \gamma_s}{f_e} = \frac{143.10508 * 10^{-3} * 1.15}{400} = 4.11cm^2$$

Dans notre projet on choisit une section de  $(30 \times 40)cm^2$  pour toutes la longrine.

### • Calcul de $A_{min}$ :

$$A_{min} = 0.6\% * 30 * 40 = 7.2cm^2$$

Tant que  $A_{min} = 7.2cm^2 > A_{cal} = 4.11cm^2$

**Alors on ferraille avec  $A_{min}$  ; choisis 6HA14 = 9.24cm<sup>2</sup>**

### • Armature transversale :

$S_t < \min(20cm; 15\phi) \rightarrow$  choisit un (cadre + épingle) $\phi 8$

pour un espacement de 15cm

### • Vérification :

Condition de non fragilité :

$$B = 1200cm^2 \leq \frac{A * f_e}{f_{t28}} = \frac{9.24 * 400}{2.1} = 1760cm^2$$

## 4) Schéma de ferrailage :

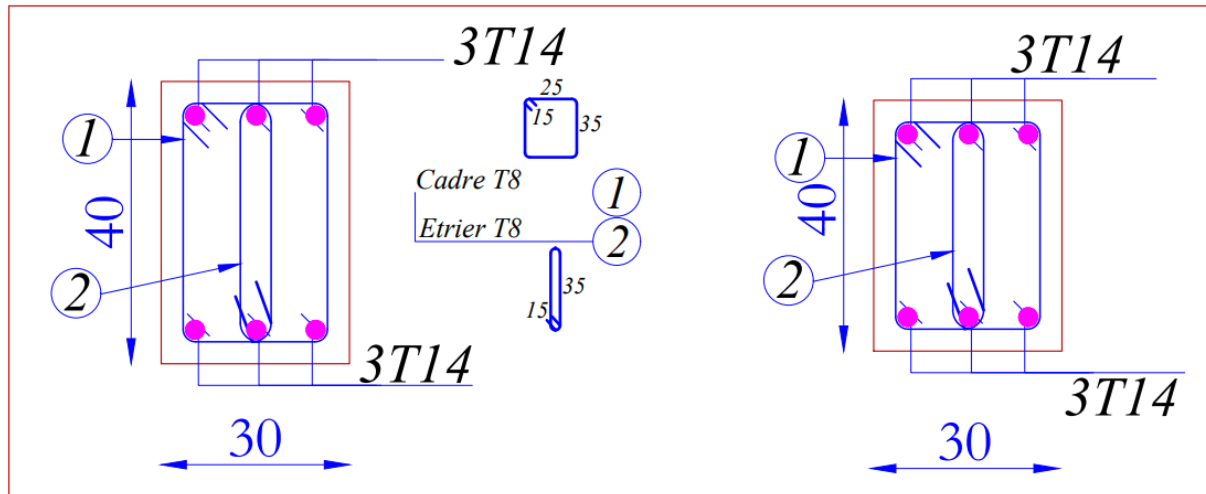


Fig.VI 5: schéma de ferrailage des poutres longrine.

## VI.8. Etude du voile périphérique

### VI.8.1.Introduction

Selon le RPA 99/2003, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.8.2.Caractéristiques des voiles

Le panneau le plus sollicité du voile périphérique :

-Hauteur :  $h = 2.71$  m.

-Langueur :  $L = 5.10$  m.

-Epaisseur :  $e = 15$  cm.

### VI.8.3.Caractéristiques du sol

-Le poids spécifique :  $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$

-L'angle de frottement :  $\varphi 34^\circ$

-La cohésion :  $c = 0$ .

**Remarque :** pour le cas le plus défavorable on prend  $C = 0$

### VI.8.4.Évaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :**  $G = h \times (\gamma \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$

$$G = 2.71 \times (18 \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}) - 2 \times 0 \times \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{34}{2})) = 13.79 \text{ KN/m}^2$$



- **Surcharge accidentelle :**

On a  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

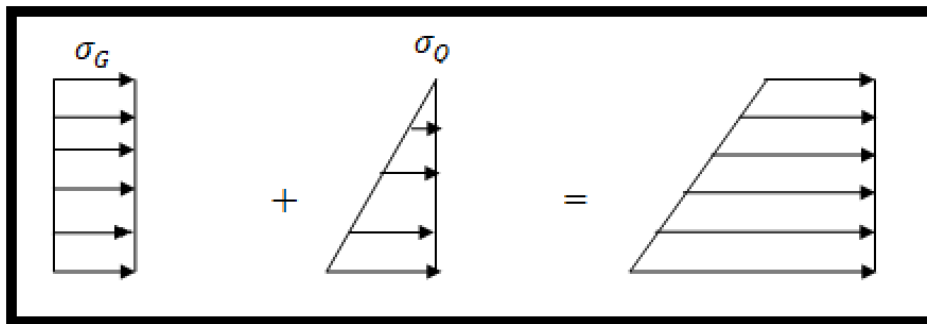
$$\Rightarrow Q = q \times t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow Q = 2.83 \text{ KN/m}^2$$

### VI.8.5. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} \sigma_{max} = 1.5Q + 1.35G = 22.86 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = 1.5Q = 4.249 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



**Fig.VI 6:: Répartition des contraintes sur le voile.**

$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 18.21 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 18.21 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.71 \text{ m} ; \quad L_y = 5.10 \text{ m} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.53 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\begin{aligned} M_{0x} &= \mu_x \times L_x^2 \times q_u \Rightarrow \rho = 0.53 \rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0922 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \\ M_{0y} &= M_{0x} \times \mu_y \end{aligned}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_{0x} = 0.0922 \times 2.71^2 \times 18.21 = 12.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_{0y} = 12.33 \times 0.25 = 3.08 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} \text{Sens x - x} : M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 10.48 \text{ KN.m} \\ \text{Sens y - y} : M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 2.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } \begin{cases} \text{Sens x - x} : M_{ax} = -0.5 \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -6.17 \text{ KN.m} \\ \text{Sens y - y} : M_{ay} = -0.5 \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = -1.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec  $A_{min} = 0.1\% b \times h$  .....condition exigée par le **RPA**.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_a^{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	St(cm)
Travée	x-x	10.48	0.044	0.056	0.127	2.37	1.5	5HA12 =5.65	15
	y-y	2.62	0.011	0.014	0.129	0.58	1.5	4HA10 =3.14	25
Appui		6.17	0.026	0.033	0.128	1.39	1.5	5HA10 =4.52	15

TAB. VI 13: Section des armatures du voile périphérique.

- **Espacement des armatures :**

Armatures //  $L_x$  :  $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ .

Armatures //  $L_y$  :  $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ .

Armatures en appuis:  $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$ .

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

Pour  $\rho = 0.4$  :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 22.85 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 3.4 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.175 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.175 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow$  Donc pas de risque de cisaillement.

$$\text{A L'ELS : } \begin{cases} \sigma_{max} = Q + G = 16.62 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = Q = 2.83 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} \frac{3 \times \sigma_{max} \times \sigma_{min}}{4} = 13.17 \text{ KN/m}^2 \Leftrightarrow q_s = \sigma_{moy} = 13.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.53 \rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0.0961 \\ \mu_y = 0.3949 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\text{Sens x-x'} : M_{0x} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_{0y} = 3.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens x-x} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 15.39 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} \text{Sens x-x : } M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 7.90 \text{ KN.m} \\ \text{Sens y-y : } M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 3.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } \begin{cases} \text{Sens x-x : } M_{ax} = -0.5 \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -4.645 \text{ KN.m} \\ \text{Sens y-y : } M_{ay} = -0.5 \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = -1.835 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	
X-X	Travée	7.90	4.50	11620.8	3.06	15	86.7	201.63	vérifiée
	Appui	4.645	4.50	11620.8	1.80	15	51	201.63	vérifiée
Y-Y	Travée	3.12	4.50	11620.8	1.21	15	34.28	201.63	vérifiée
	Appui	1.835	4.50	11620.8	0.71	15	20.12	201.63	vérifiée

TAB. VI 14:: Résumé des résultats (vérification des contraintes).

#### VI.8.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

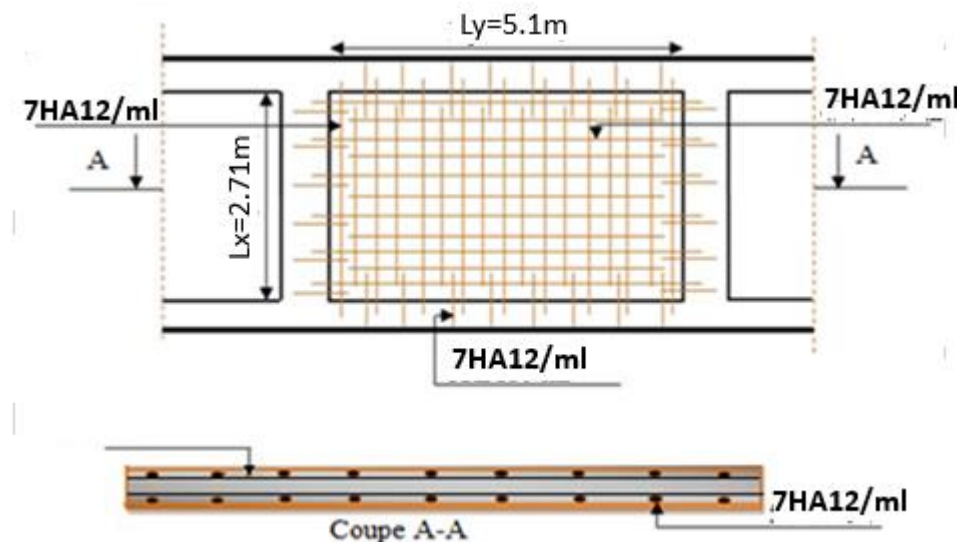


Fig.VI 7 : schéma de ferrailage du voile périphérique.

#### VI.9.CONCLUSION

Après avoir fait toutes les vérifications nécessaires concernant ce chapitre, nous avons constaté que le radier est le choix qui correspond à notre structure afin de transmettre les charges de la superstructure vers le sol et cela a pour but d'éviter le chevauchement et vu la fragilité de la contrainte admissible du sol. Et parmi ces avantages :

- Les surfaces importantes des semelles, ce qui conduit à minimiser les forces de pression apporté par la structure.
- La facilité de réalisation.

A green scroll graphic with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both with rounded ends. The main body of the scroll is a large rectangle with rounded corners.

# CONCLUSION GENERALE

### CONCLUSION GENERAL

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des contraintes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Ce modeste travail nous a permis de nous familiariser avec le logiciel de calcul ETABS V16 et les divers règlements et codes qui régissent 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 :

Le dimensionnement d'une structure commence par la définition des objectifs de comportement qui sont concrétisés par les différentes hypothèses de calculs et application des règlements en vigueur.

Le pré-dimensionnement des éléments de la structure en utilisant les données disponibles nous permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments, et l'évaluation des charges en appliquant les prescriptions des documents technique réglementaire et des différents règlements qui régissent le bâtiment.

L'étude préalable d'un bâtiment ne peut s'effectuer d'une manière complète sans passer par une étude détaillée des différents éléments, dans le chapitre trois le calcul des éléments du bâtiment nous a donné les dimensions et les sections d'armature correspondante à chaque élément.

L'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un contreventement mixte voiles-portiques avec justification d'interaction, la disposition adéquate a donné une disposition des voiles dans les deux sens (XX) et (YY), les vérifications de l'interaction verticale nous a donné que les voiles reprennent moins de 20% et les portiques reprennent plus de 80% de la charge verticale à chaque niveau et pour l'interaction horizontale les voiles et les portiques travaillent conjointement les voiles reprennent moins de 75% et les portiques plus de 25% de la charge horizontale dans les deux directions orthogonales.

---

## CONCLUSION GENERAL

---

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 économiques 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 coût du projet.

L'existence des voiles dans la structure tout en respectant l'aspect architectural 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.

Pendant l'étude de l'infrastructure, le radier est le type de fondation choisi, vu les capacités portantes et la contrainte admissible du sol, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Au terme de ce modeste travail, cette expérience nous a permis de mettre en pratiques nos connaissances théoriques acquises durant notre formation.

# **Bibliographie**

## **Bibliographie**

- **R.P.A 99/ version2003** (Règles Parasismiques Algériennes, 1999/ver2003)
- **BAEL91 modifié 99 et DTU associés.** (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002)  
; Paris Jean-Pierre Mougins, BETON armé.
- **C.B.A93** (Code du béton armé, 1993).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation.).
- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992).

### **Autres documents consultés :**

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

### **Logiciels utilisés :**

- ETABS V16.
- AutoCAD 2016.
- Socotec .
- Outil de saisie Word 2016.
- Outil de saisie Excel 2016.



# **Symboles et Notations**

## ***Symboles Et Notations***

**A** : Aire d'une section d'acier.

**A'** : Section d'aciers comprimées.

**A<sub>ser</sub>** : Section d'aciers pour l'ELS.

**A<sub>u</sub>** : Section d'aciers pour l'ELU.

**A<sub>r</sub>** : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU** : Etat limite ultime.

**B** : Aire d'une section de béton.

**D** : Diamètre.

**E** : Module d'élasticité longitudinale, sisme.

**E<sub>h</sub>** : Module de déformation longitudinal du béton.

**E<sub>j</sub>** : Module d'élasticité instantanée.

**E<sub>s</sub>** : Module de d'élasticité de l'acier.

**F** : Force ou action générale.

**G** : Action permanente.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>u</sub>** : Moment de calcul ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul de service.

**N** : Effort normal.

**N<sub>ser</sub>** : Effort normal en service.

**N<sub>u</sub>** : Effort normal de service.

**V** : Effort tranchant.

**P** : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

**Q** : Action ou charge variable.

**S** : Section.

**Br** : Section réduite.

**M<sub>a</sub>** : Moment sur appui.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**a**: Une dimension transversale.

**b**: Une dimension longitudinale.

**b<sub>0</sub>** : Épaisseur brute de l'arme d'une section.

**d:** Hauteur utile.

**e:** Excentricité, épaisseur.

**f :** Flèche.

**f<sub>e</sub> :** Limite d'élasticité de l'acier.

**F<sub>cj</sub> :** Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

**F<sub>tj</sub> :** Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.

**f<sub>c28</sub> et f<sub>t28</sub>** Résistance calculé à 28 jours.

**h<sub>0</sub> :** Epaisseur d'une membrure de béton.

**h:** Hauteur totale d'une section de béton armé.

**i:** Rayon de giration d'une section.

**j :** Nombre de jours.

**k :** Coefficient en général

**l :** Longueur ou porté

**l<sub>f</sub>:** Longueur de flambement.

**l<sub>s</sub> :** Longueur de scellement.

**St :** Espacement des armatures.

**x:** Coordonnée en général.

**y :** Coordonnée.

**z :** Coordonnée d'altitude, bras de levier.

**α :** Angle en général, coefficient.

**γ :** Coefficient

**ε :** Déformation relative.

**θ :** Coefficient.

**λ :** Élancement.

**μ :** Coefficient.

**ν :** Coefficient de poisson.

**ρ:** Rapport de deux dimensions.

**σ:** Contrainte normale.

**σ<sub>b</sub> :** Contrainte de compression du béton.

**σ<sub>s</sub> :** Contrainte de compression dans l'acier.

**σ<sub>i</sub> :** Contrainte de traction.

**τ:** Contrainte tangente



# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué un rez de chaussée plus 7 étages, implanté dans la ville de Bejaia au lieu dis « sidi boudrahèm ». Cette région est classée en zone sismique II-a selon le RPA99 version 2003. Le contreventement de l'ouvrage est assuré par de portiques (poteaux et poutres) et des voiles. L'étude et l'analyse de ce projet a été établie par le logiciel ETABS V.16. Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants s'est effectué conformément aux règles en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003). Les éléments principaux ont été correctement dimensionnés et bien armé, tout en tenant compte des efforts obtenus par le logiciel de calcul (Etabs 2016) ainsi que le ferrailage minimum édicté par le RPA 99/2003. La fondation du bâtiment est composée d'une semelle filante. Enfin, nous avons prévu un voile périphérique afin de supporter l'action des poussées des terres.

# ABSTRACT

This project presents a detailed study of a multi-use building consisting of a basement, a ground floor plus 7 floors, located in the city of Bejaia at the place called "sidi boudrahem". This region is classified in seismic zone II-a according to RPA99 version 2003. The bracing of the structure is ensured by portals (posts and beams) and walls. The study and analysis of this project was established by the ETABS V.16 software. The calculation of the dimensions and reinforcement of all the resistant elements was carried out in accordance with the rules in force, namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003). The main elements were correctly dimensioned and well reinforced, while taking into account the forces obtained by the calculation software (Etabs 2016) as well as the minimum reinforcement stipulated by RPA 99/2003. The foundation of the building is composed of a strip footing. Finally, we provided a peripheral wall to withstand the action of earth thrusts.