

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de la technologie  
Département de génie civil

# Mémoire de fin d'étude

## Thème

Etude d'un bâtiment en béton Armé en R+07+Sous-sol  
à usage D'habitation ,contreventé par  
Un système mixte (voile portique)

**Réalisé par :**

DAGUEMOUNE Nesrine

**Encadreur :**

Mme BOUSAA Leila

**Devant le jury compose de:**

**LAOUBI**

**BOUSSAA Leila**

**BOUZIANE**

**Présidente**

**Encadreur**

**Examineur**

**Année Universitaire  
2020/2021**

# Table des Figures

---

## ❖ Chapitre I :

Figure. I.1 Diagramme des contraintes du béton .....	4
Figure. I.2. Diagramme contraintes déformations de l'acier A ELU.....	5

## ❖ Chapitre II :

Figure II.1. Schéma de la disposition des poutrelles .....	7
Figure II.2. Coupe du plancher à corps creux .....	8
Figure II.3. Les différents types des dalles pleine .....	9
Figure II.4. Schéma statistiques d'escalier .....	9
Figure III.5: L'acrotère.....	10
Figure II.6. Schéma d'un voile.....	11

## ❖ Chapitre III :

Figure III.1. Schéma statique de la poutre continue .....	19
Figure III.2. Effort tranchant de la poutre plus de 2travée .....	20
Figure III.3. Schéma statique de poutrelle type2.....	21
Figure III.4. Ferrailage Dalle de compression .....	28
Figure III.5. Dalle sur 2 appui .....	28
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	31
Figure III.7. Dalle sur 3 Appui.....	31
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis .....	32
Figure III.9. Vue en plan de l'escalier et schéma statistiques .....	33
Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	34
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la de la volée 2 .....	35
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	37
Figure III.13. Coupe transversal de l'acrotère.....	38
Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	40

## ❖ Chapitre IV :

Figure IV.1. La courbe de Spectre de réponse de calcul.....	44
Figure IV.2. Plan de la disposition des voiles.....	44
Figure IV.3. Mode 1 de déformation selon X-X.....	45
Figure IV.4. Mode 2 de déformation selon Y-Y.....	46
Figure IV.5. Mode 3 de déformation selon Z-Z.....	46

## ❖ Chapitre V :

Figure V.1 Zone nodale.....	51
Figure V.2 Section d'un poteau. ....	58

## **Table des Figures**

---

Figure V.3 Ferrailage des sections des poteaux.....	60
Figure V. 4. Les moments dans la zone nodale.....	65
Figure V.5 Schéma de ferrailage des poutres principales.....	66
Figure V.6. Disposition des armatures verticales.....	68
Figure V.7. Disposition des voiles.....	70
Figure.8. Schéma de ferrailage du voile .....	76
 <b>❖ <u>Chapitre VI:</u></b>	
Figure VI.1. Zone de contact poteau- radier.....	79
Figure VI.2: Dalle sur 4 appui.....	81
Figure VI.3. Schéma de ferrailage de radier.....	83
Figure. VI.4. Schéma de rupture des dalles de radier .....	84
Figure. VI.5. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.....	85
Figure. VI.6. : Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.....	85
Figure VI.8. Repérage des poutres de rigidité.....	85
Figure. VI. 9. Section à ferrailer.....	86
Figure.VI.10. Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.....	88
Figure VI.11: Diagramme des contraintes.....	89
Figure.VI.13 : schéma de ferrailage de voile périphérique.....	92

# Liste des tableaux

---

## ❖ CHAPITRE I.

## ❖ CHAPITRE II :

<b>Tableau II.2 :</b> Evaluation de charge du planche terrasse inaccessible.....	11
<b>Tableau II.3</b> Evaluation des charges étage courant.....	12
<b>Tableau II.4 :</b> Evaluation d'escalier (palier).....	12
<b>Tableau II.5 :</b> Evaluation d'escalier (volée).....	12
<b>Tableau II.6</b> Evaluation des charges murs extérieur.....	13
<b>Tableau II.7</b> Evaluation des charges sur les balcon.....	13
<b>Tableau II.8 :</b> Descente des charges sur les poteaux le plus solliciter C3.....	14
<b>Tableau II.9.</b> Vérification des poteaux a la compression simple. ....	16
<b>Tableau II.10.</b> Vérification au flambement des poteaux.....	17
<b>Tableau II.11.</b> Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour les poteaux.....	18
<b>Tableau II.12.</b> Section adoptée pour les poutres et les poteaux.....	18
❖ <u>CHAPITRE III :</u>	
<b>Tableau III.1 :</b> Type des poutrelles.....	20
<b>Tableau III.2 :</b> Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles .....	21
<b>Tableau III.3 :</b> Chargement sur les poutrelles.....	21
<b>Tableau III.4:</b> Calcule des sollicitations sur les poutrelles .....	22
<b>Tableau III.5 :</b> Vérification de la flèche.....	25
<b>Tableau III.6 :</b> Schéma de ferrailage des poutrelles .....	27
<b>Tableau III.7 :</b> Ferrailage de dalles sur 2appuis de la terrasse inaccessible.....	29
<b>Tableau III.8 :</b> Vérification des états limites de compression du béton.....	30
<b>Tableau III.9 :</b> Vérification des états limite d'ouverture des fissures.....	30
<b>Tableau III.10 :</b> Ferrailage de la dalle sur 3 appui.....	31
<b>Tableau III.11 :</b> Vérification des états limites de compression du béton.....	32
<b>Tableau III.12 :</b> Vérification des états limite d'ouverture des fissures.....	32
<b>Tableau III.13 :</b> Les sollicitations maximales dans la volée.....	33
<b>Tableau III.14 :</b> Résultats des ferrailages des volées.....	33
<b>Tableau III.15 :</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	34
<b>Tableau III.16 :</b> Ferrailage de poutre salière.....	34
<b>Tableau III.17 :</b> La vérification des contraintes.....	35
<b>Tableau III.18 :</b> Ferrailage de poutre brisée.....	36
<b>Tableau III.19 :</b> Vérifications des états limites de compression du béton .....	37
<b>Tableau III.20 :</b> Tableau calcul de sollicitation de l'acrotère.....	38
❖ <u>CHAPITRE IV :</u>	
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	42
<b>Tableau IV.2.</b> Taux de participation massique.....	45



# Liste des tableaux

<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales et verticale.....	47
<b>Tableau IV.4.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	47
<b>Tableau IV.5</b> Vérification de l'effort normale réduit.....	48
<b>Tableau IV.6</b> Vérification de la résultat de la force sismique.....	47
<b>Tableau IV.7</b> Vérification de déplacement .....	48
<b>Tableau IV.8</b> Vérification de l'effet P-Delta.....	49
<b>❖ CHAPITRE V :</b>	
<b>Tableau V.1:</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux .....	51
<b>Tableau V.2 :</b> Les sollicitations dans les poteaux.....	52
<b>Tableau V.3 :</b> Armatures longitudinale dans les poteaux .....	55
<b>Tableau V.4 :</b> Armatures transversales adoptées pour les poteaux .....	55
<b>Tableau V.5 :</b> Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	57
<b>Tableau V.6 :</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	58
<b>Tableau V.7 :</b> Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux .....	59
<b>Tableau V.8.</b> Ferrailage des sections des poteaux.....	60
<b>Tableau V.9.</b> Armatures les longitudinales min et max dans les poutres .....	61
<b>Tableau V.10.</b> Les sollicitations les plus défavorables.....	61
<b>Tableau.V.11.</b> Armatures longitudinales dans les poutres.....	62
<b>Tableau V.12.</b> Vérification de l'effort tranchant.....	63
<b>Tableau V.13.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	64
<b>Tableau V.14.</b> Moment résistant dans les poteaux .....	65
<b>Tableau V.15.</b> Moments résistants dans les poutres principales.....	65
<b>Tableau V.16.</b> Vérification de la zone nodale.....	65
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_x$ .....	70
<b>Tableau V.18.</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_y$ .....	71
<b>❖ CHAPITRE VI :</b>	
<b>Tableau VI.1.</b> Vérification des contraintes dans le sol.....	80
<b>Tableau VI.2 :</b> Ferrailage du radier .....	82
<b>Tableau VI.3.</b> Vérifications des contraintes du béton et l'acier.....	82
<b>Tableau VI.5.</b> Ferrailage longitudinale pour poutre de rigidité.....	86
<b>Tableau VI.6.</b> Résumé des résultats (vérification des contraintes.....	87
<b>Tableau VI.6.</b> Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	87
<b>Tableau VI.7.</b> Ferrailage du voile périphérique.....	90
<b>Tableau VI.8.</b> Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.....	91

# Sommaire

---

INTRODUCTION GENERALE.....	1
• <b><u>Chapitre 1 : Généralité :</u></b>	
1.Introduction.....	2
2.Présentation de l’ouvrage .....	2
3.Caractéristiques géométriques du projet .....	2
4.Les hypothèses de calculs .....	3
5. Caractéristique mécanique des matériau .....	3
6. Les règlements et normes utilisés.....	5
7. Conclusion.....	6
• <b><u>Chapitre II : Pré-dimensionnement Des Éléments :</u></b>	
1- Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	7
2- pré dimensionnement des éléments principaux .....	10
3- Évaluations Des charges et surcharge .....	11
4- Descente de charges .....	13
5- Conclusion .....	18
• <b><u>Chapitre III : Etude des éléments secondaires :</u></b>	
1. Etude des planchers corps creux .....	19
2. Etude de la dalle de compression.....	28
3. Etude des planchers dalles pleine .....	28
4. Etude Des escaliers .....	33
5. L’acrotère.....	38
6.Conclusion.....	40
• <b><u>Chapitre IV : Etude dynamiques</u></b>	
1. Introduction.....	41
2. Choix de la méthode de calcul .....	41
3. Calcul de la force sismique $V_{St}$ .....	41
4. Résultats Obtenue.....	44
5.Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	47
6. Conclusion .....	49

# Sommaire

---

- **Chapitre V : Etude des éléments principaux :**

1.Introduction .....	50
2. Etude des poteaux .....	50
3.Les poutres .....	61
4.Etude des voiles .....	67
5.Conclusion .....	77

- **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :**

1. Introduction .....	78
2. Etude des fondations .....	78
3. Ferrailage de radier générale.....	81
4.Ferrailage des nervures.....	83
5.Voile périphérique.....	88
6.Conclusion.....	92

# Introduction Générale

---

Le Génie civil est l'ensemble des arts et techniques de construction conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'apprêtent à abriter des vies humaines

Dans le cadre de ce projet, j'ai procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa), comportant un Sous-sol, RDC, et 07 étages, dont le système de contreventement est assuré par des portique-voiles.

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets tout en prenant le coté économique en considération.

Ce travail est structuré comme suit :

- Étude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (plancher) et des éléments verticaux (murs, voiles et poteaux).
- Calcul complet et détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier).
- Etude dynamique qui permet la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.
- Etude des éléments structuraux.
- Etude des différents éléments de l'infrastructure.

**I.1 Introduction :**

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structurant, la géométrie et les propriétés des matériaux.

**I.2. Présentation de l'ouvrage :**

Le projet à étudier est une promotion immobilière : un bloc en (R+07+sous-sol), ce projet est un ouvrage courant implanté à **ABOUDAOU** dans la Wilaya de **BEJAIA**, cette région est classée d'après le règlement parasismique Algériennes RPA33 Version2003(Article 3.2) comme une région de moyenne sismicité (zone IIa) ayant une moyenne de groupe d'usage 2B.sa hauteur est inférieure à 48 mètres.

**I.3. Caractéristique géométriques du projet :****I.3.1. Caractéristique géotechnique du site :**

- **Dimensions en élévation :**
  - Hauteur RDC.....3,06m
  - Hauteur étage courante .....3,06m
  - Hauteur sous-sol.....3,06m
  - Hauteur total de bâtiment.....27,54m
- **Dimension en plan :**
  - Longueur de bâtiment .....20,60m
  - Largeur de bâtiment .....17,80m
  - Surface de bâtiments.....366,68m<sup>2</sup>
- **Donnés géotechnique du site :**
  - D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble).
  - La taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de  $\sigma_s = 1.2\text{bar}$ .
  - Une profondeur d'ancrages de 3m.

**I.3.2 Caractéristiques structurales :**

- **Ossature de l'ouvrage :** La structure de notre bâtiment est contreventée par un système mixte (voile portique) longitudinaux et transversaux formées de poteaux et poutre.
- **Plancher :** Les planchers sont des éléments horizontaux disent « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.
  - Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
  - Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Pour notre cas, nous avons utilisé (2) deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour tous les étages.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons et les escaliers.
- **Escalier :** Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées et deux paliers intermédiaires.
- **Maçonnerie :** Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types :
  - **Murs extérieurs :** Brique creuse de 15 cm. (L'âme d'air de 5 cm. Brique creuse de 10 cm)
  - **Murs intérieurs :** Brique creuse de 10 cm.
- **Revêtement** Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.
- **Gaine d'ascenseur :** Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.
- **Balcon et séchoirs :** Les balcons et les séchoirs sont réalisés en dalle pleine.
- **Voiles :** Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et l'emplacement sera étudié ultérieurement.
- **L'infrastructure :** Elle assure les fonctions suivantes :
  - Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
  - Limitations des tassements différentiels

**I.4. Les hypothèses de calculs :**

Tous les calculs et toutes les vérifications doivent se baser sur la notion des états limites. On distingue deux types d'états limites :

- a) **A l'état limite ultime (ELU) :** Il correspond à la limite :
  - De l'équilibre statique.
  - De la résistance de l'un des matériaux (béton et l'acier).
  - De la stabilité de forme (flambement).
- b) **A l'état limite service (ELS) :** Il correspond à la limite :
  - De compression de béton.
  - D'ouverture des fissures.
- c) **Combinaisons d'actions :** Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont : (RPA99 version 2003 et CBA).

Avec : - G : charge permanente - Q : charge d'exploitation - E : l'action du séisme.

$$\begin{array}{l}
 \text{Situation durable:} \\
 \text{Accidentelle :}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\
 \text{ELS: } G + Q \\
 G + Q \mp E \\
 G + Q \mp 1.2E \text{ (pour les poteaux auto stable seulement)} \\
 0.8D \mp E
 \end{array} \right.$$

**I -5- caractéristiques mécaniques des matériaux :**

**I -5-1-Le Béton :** Le béton utiliser dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en Béton Arme (BAEL), ainsi qu'aux règlement en vigueur en Algérie, béton est un mélange du ciment granulats (sables, gravillons), d'eau de gâchage, et éventuellement de produits d'addition (adjuvant) suivant le respect de normes (dosage).

Le béton choisit est de classe C25/30

**I.5.1.1. Résistances mécaniques du béton :**

**A. Résistance du béton :**

❖ **Résistance à la compression :**

Le béton est défini par une valeurs de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, Notée "Fc28" : fc28 = 25MPA .....CBA. Art (A.2.1.1.1)

Cette résistance est mesurée sur des éprouvent cylindriques normalisé (16\*32) par compression axiale après 28 de durcissement.

La résistance caractéristique à la compression à j jour est donnée par :

$$\text{➤ } f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA (} j \leq 28 \text{ jours ... CBA Art (A.2.1.1.1))}$$

$$\text{➤ } f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA (} j \leq 28 \text{ jours)... CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

**❖ Résistance à la compression :**

La résistance du béton à la traction à l'âge de 'j' jour notée « ftj » est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} \leq 40 \text{ MPA (BEAL 91, Art. A-5-2-11)}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$  on  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

**B. Module d'élasticité du béton :**

✓ **Le module d'élasticité instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de  $n$  :  $(f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPA})$  d'où :  $E_{i28} = 32164 \text{ MPA}$  ;  $E_{ij} = 110003 \sqrt[3]{f_{ij}}$ .

$$\text{Alors : } E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ MPa}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé :**

Sous des chargements de longue durée (supérieur a24), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPA}$$

✓ **Coefficients de poisson :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

$$v = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$(\text{Art A2.1.3, BAEL 91}) \left\{ \begin{array}{l} v = 0 \text{ si le béton supposé fissuré à ELU} \\ v = 0,2 \text{ si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{array} \right.$$

**C. Les contraintes limites :**

**Etat limite ultime (E.L.U) :**

La contrainte ultime du béton en compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

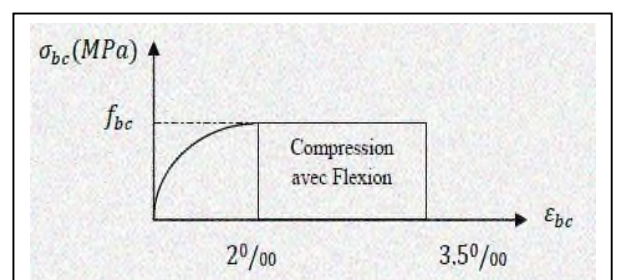
Tel que :  $\gamma_b = 1.5$  Sollicitations durables (normal).  $\gamma_b = 1.15$  Sollicitations accidentelles

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée t d'application de la combinaison d'action.

$$\theta = 1 \quad \rightarrow \text{Si : } t > 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0.9 \quad \rightarrow \text{Si : } 1 \text{ h} < t < 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0.85 \quad \rightarrow \text{Si : } t < 1 \text{ h}$$



**Figure I.1.** Diagramme des contraintes du béton

**Etat limite de service (E.L.S) :**

La contrainte du béton à l'ELS est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} \text{ (MPa)} \Rightarrow \text{ce donne : } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

**La contrainte de cisaillement dans le béton à l'ELU :**

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- **Fissuration peu nuisible (F.P) :**  $\tau_u \leq \min (0.2 f_{c28} \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$
- **Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable (F.P ou F.T.P) :**

$$\tau_u \leq (0.15 f_{c28} \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\tau_u \text{ est la contrainte ultime de cisaillement}).$$

**I.5.2-Les acier :** Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

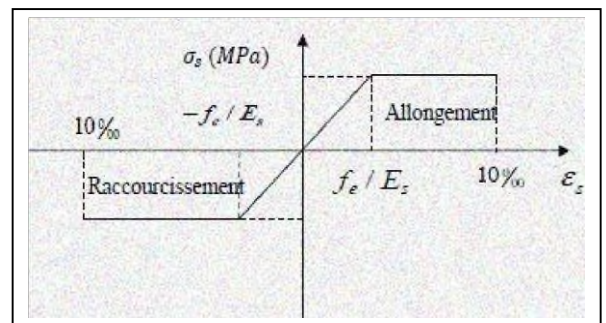
Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ .

**I.5.2.1. Contrainte limite de l'acier :**

**a) Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte de l'acier est donnée par :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (MPa)}$

- $$\left\{ \begin{array}{l} f_e = \text{Contrainte limite d'élasticité garantie} \\ \text{de l'acier.} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité, tel que :} \\ \gamma_s = 1,15 (\text{situations courants}). \\ \gamma_s = 1 (\text{situations accidentel}). \end{array} \right.$$



**Figure I.2.** Diagramme Contrainte déformation de l'acier A (ELU).

Pour notre cas :  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$

**b) Etat ultime de service (ELS)**

Fissuration peu nuisible (F.P) : pour vérification à faire.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s^- = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$

Fissuration très préjudiciable (F.T.P) :  $\bar{\sigma}_s = 0.8 \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, (90 \sqrt{f_{t28} \cdot \eta}) \right\}$

Avec :  $\eta$  : Coefficient numérique des armatures

- $\eta = 1$  Pour les ronds lisses
- $\eta = 1.6$  Pour les armatures à haute adhérence
- $\eta = 1.3$  Pour les cas des fils de diamètres inférieur à 6mm

**I.6. Les Règlement et Normes utilisée :**

Les règlements utilisée pour réalisés cette étude sont :

- RPA DTR B-C-2-4-8 Règles parasismique Algérienne 99/version 2003
- BEAL91 Béton Arme aux états limites



- DTR B C-2-2 Charge permanent et charge d'exploitation
- C.B.A 93.

**1.7. Conclusion :**

Dans notre projet, les valeurs utilisées sont :

- **Pour béton :**

- $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$
- $E_{i28} = 32164.19\text{MPa}$
- $E_{i28} = 10818.86\text{MPa}$
- $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$
- $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$             Situations durables
- $f_{bu} = 18.48\text{MPa}$         situations accidentelle
- $\tau_u = 3,33\text{MPa}$             Fissuration peu nuisible
- $\tau_u = 2,5\text{MPa}$             Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

- **Pour l'acier :**

- FeE400 :     $F_e = 400\text{MPa}$     Pour les armatures longitudinales.
- $\sigma_s = 201.63\text{MPa}$         Fissuration préjudiciable pour les HA.

**II- Pré-dimensionnement Des Eléments**

**1. Introduction :**

Le pré-dimensionnement est très importante son but est définir les dimensions des différents éléments de la structure pour résiste aux différentes sollicitations :

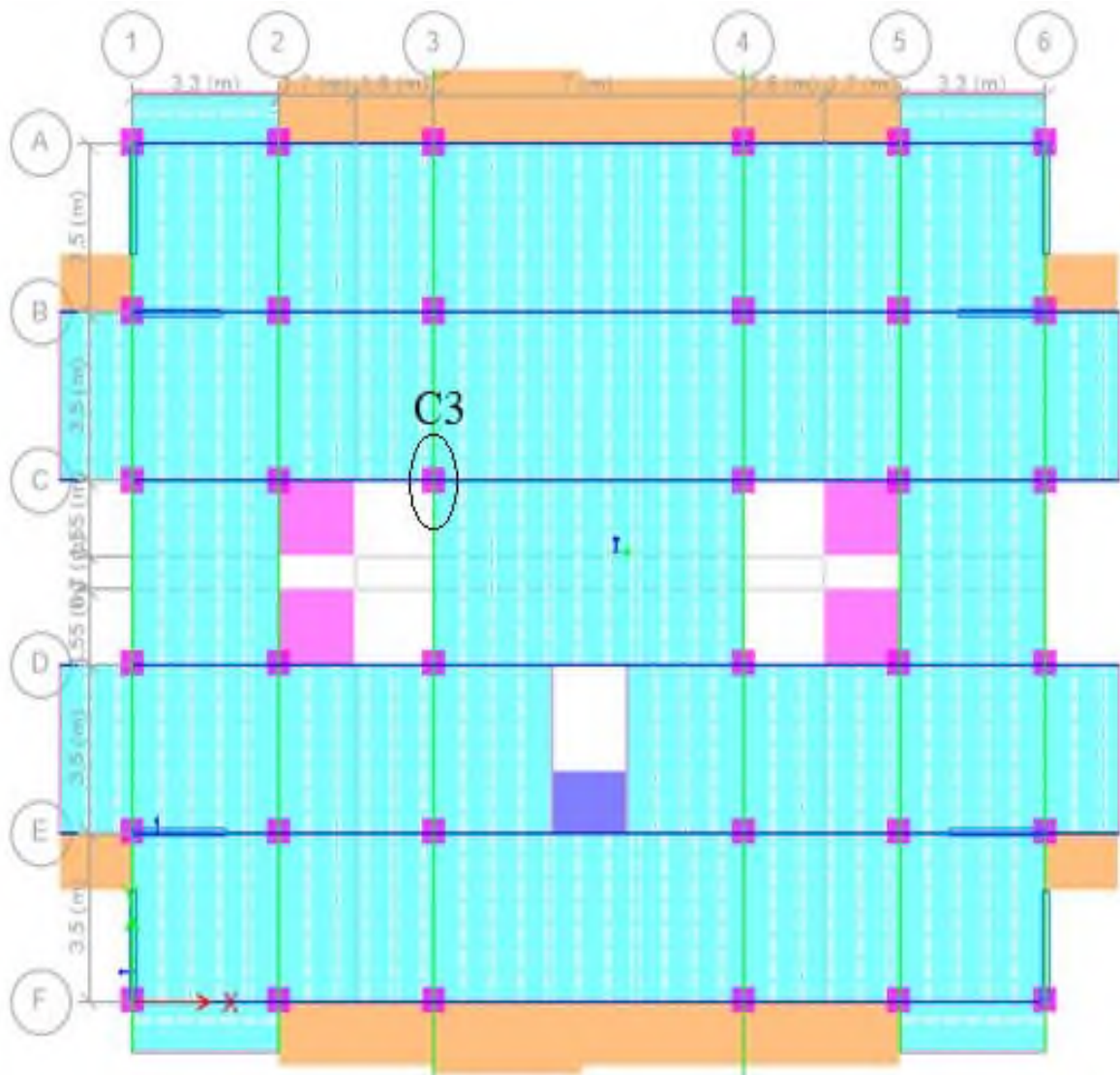
- Sollicitation vertical : dues aux charge permanente surcharge du planche, poutrelle et les poutres
- Sollicitation horizontal : dues aux effets de vent et du séisme

Il sera fait selon le **règlement BAEL 91** et **RPA99 version 2003** et **CBA93**

**II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires :**

**II 1.1. Disposition des poutrelles :** Notre disposition est potée sur deux critères :

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



**Figure II.1. Schémas de la disposition des poutrelles**

**II.1.2. Les planchers corps creux :**

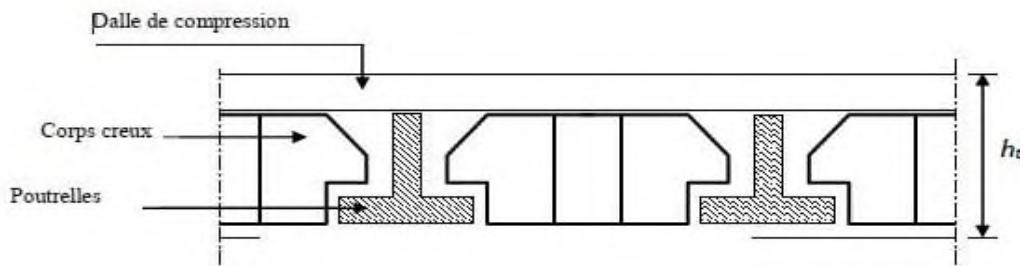
Le pré dimensionnement des planchers se fait par la satisfaction de la condition suivante

- $h_t = h+h_0$  : hauteur totale du plancher.
- $h_0$  : hauteur de la dalle de compression.
- $h$  : hauteur de l'hourdis (corps creux).
- $L_{max}$  : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{380-30}{22.5} = 15.55 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CBA93 (ARTB.6.8.4.2.4)}$$

$h_t = 20 \text{ cm}$  . Donc on adoptera pour des planchers à corps creux de 20 cm (16+4) cm

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ hauteur de table de compression} \end{array} \right\}$



**Figure II.2. Coupe du plancher à corps creux**

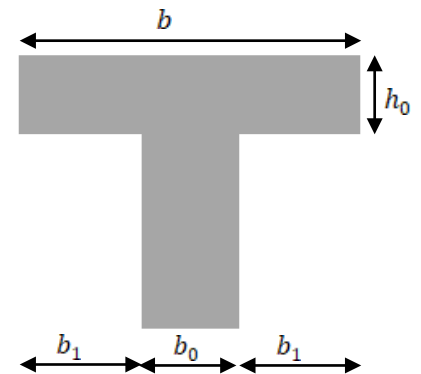
**II 1.3. Les Poutrelles :** Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, elles calculent comme des sections en T.

$h$  : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

$b_0$  : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement.

$b$  : Largeur efficace



$L_x$  : Distance entre nus des poutrelles.  $L_y$  : Travée min dans les poutrelles.

✓  $b_0 = (0.4 ; 0.6) \times h_t = (12 ; 8) \text{ cm}$

✓  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .  $h_0 = 4 \text{ cm}$ .  $h_t = 20 \text{ cm}$

✓  $\frac{b-b_0}{2} \leq \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) \dots\dots\dots \text{(CBA93. Art.4.1.3)}$

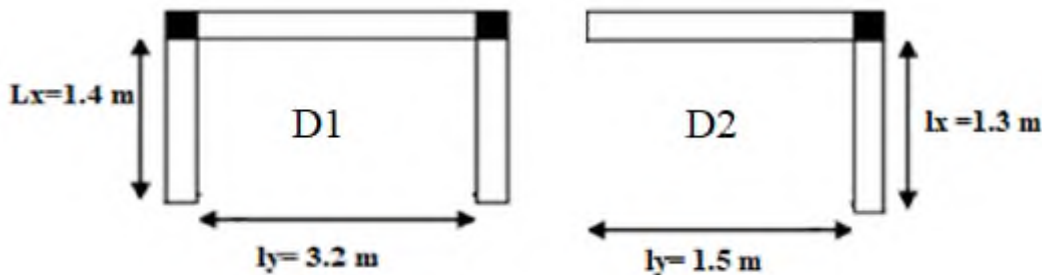
Dans notre cas, on a ce qui suit :

$h = 16 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 10 \text{ cm}$  ;  $b_1 = 27,5 \text{ cm}$ .

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$ .  $L_{ymin} = 330 - 30 = 300 \text{ cm}$  pour tous les niveaux  $\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} (27,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$  Ce qui donne  $b = 65 \text{ cm}$ .

**II.1.4. Dalle pleine :** La dalle pleine est un élément horizontal porteur en béton armé continu sans nervures coulé sur place. Elle repose avec ou sans continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres. Dans notre bâtiment, nous disposons (2) panneaux de dalles pleines (les plus défavorables).

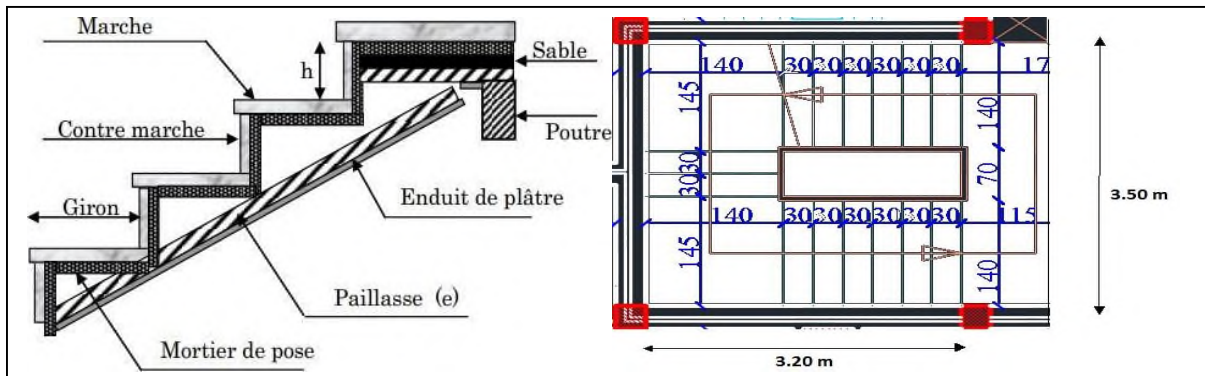
- 1. Résistance au feu :**  $E=7\text{Cm}$ ..... Pour une heure de coupe-feu.  
 $E=11\text{Cm}$ .....Pour deux heures de coupe-feu.  
 $E17\text{Cm}$  .....pour 4 heures de coupe-feu.
- 2. Critères de Résistance :**  $e \geq \frac{Lx}{20}$  .....Pour une dalle sur seul appui ou deux appuis parallèle  
 $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ .....Pour une dalle sur deux appuis  $\rho \leq 0.4$   
 $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ ..... Pour une dalle sur deux appuis  $\rho \geq 0.4$
- 3. Isolation phonique :** Selon les règles ,l'épaisseur du plancher doit être  $e \geq 13\text{Cm}$   
 • Pour notre cas on a deux types de dalle pleine (sur 3 appuis et sur 2 appuis).



**FigureII.3. Différents types des dalles pleines.**

- ❖ **D1 sur 3 appuis :**  $Lx = 1.4\text{m}$ ,  $Ly= 3.2\text{m}$ .  $\rho=0.43$  (sur 2 sens,3 appuis)  $4\text{ cm} \leq e \leq 4.67\text{ cm}$
- ❖ **D2 sur 2 appuis :**  $Lx=1,3\text{m}$ ,  $Ly=1,5\text{m}$ .  $\rho=0,866$  (sur 2appuis et 2sens)  $6.5\text{ cm} \leq e$
- ❖ La condition du coupe-feu :  $e \geq 11\text{cm}$
- ❖ La dalle est à l'intérieur de la structure  $e \geq 13\text{cm}$
- Alors on opte pour les dalles pleines une épaisseur de  $e=15\text{Cm}$ .

**II.1.5. Les escaliers :**

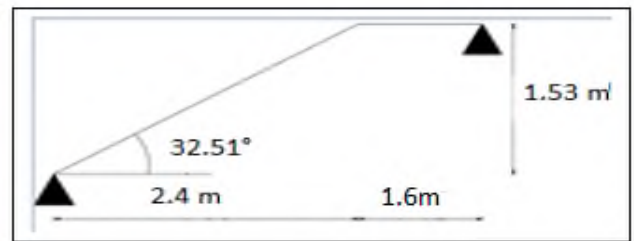


**Figure II.4. Schémas statiques des escaliers.**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL :  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$ .

D'où :  $g = \frac{L_0}{n-1}$  et  $h = \frac{H_0}{n}$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} n: \text{nombre de contremarches.} \\ n - 1: \text{nombre de marches.} \end{array} \right\}$



**Calcul du nombre de marche (n) et de contres marches (n-1) :**

$H=1.53\text{m}, L_0= 240\text{m}, \alpha = 32.51^\circ$

$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \rightarrow 64 n^2 - 610n + 306 = 0$

Après la résolution, on trouve (nombre de contre marche) :  $n=9$  Ce qui donne le nombre de marche  $n-1 = 8$

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

$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{Cm}$  et  $h = \frac{H_0}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{Cm}$ .

- Épaisseur de la pailasse :  $\frac{L_{max}}{30} < e < \frac{L_{max}}{20}$

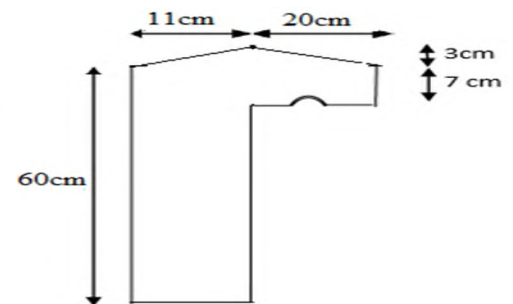
$L_{max} = 160 + \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 444.62\text{cm} \Rightarrow \frac{444.62}{30} = 14.82 \leq e \leq \frac{444.62}{20} = 20.23$  On adopte : **ep=15 cm.**

**II. 1.6. L'acrotère :**

L'acrotère est un élément n en Béton Armé encastré situé en bordure Du plancher terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité.

Les dimensions de l'acrotère sont architecturales :

- ✓ Hauteur de l'acrotère est :  $h = 60 \text{ cm}$ .
- ✓ Surface :  $S = 10 \times 60 + (7 \times 20) + (20 \times 3/2) + (3 \times 10/2) = 0.0785 \text{ m}^2$ .



**Figure III.5 : L'acrotère**

**- Poids propres :**

$G = 25 \times 0.0785 = 1.9625 \text{ KN/ml}$ .

**II.2 pré dimensionnement des éléments principaux :**

**II.2.2. Les Poutres :** Le Pré-dimensionnement de ces poutres effectuée selon la formule donne et vérifiée selon **RPA99/2003**.

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

Avec :  $L_{max}$  : portée maximal entre nus d'appui

**A- Poutres principales :**  $L_{max} = 670\text{cm} \rightarrow 44.67\text{Cm} \leq h \leq 67\text{Cm}$  **h=50Cm et b=30Cm**

On adoptera une section rectangulaire **(30\*50) Cm²**.

➤ **La vérification selon PA99/2003 :**

- ✓  $h=50\text{Cm} > 30\text{Cm}$  .....Condition vérifiée
- ✓  $b=30\text{Cm} > 20\text{Cm}$  .....Condition vérifiée
- ✓  $\frac{h}{b} = 1.667 < 4$  .....Condition vérifiée

**B- Poutres secondaire :**  $L_{max} = 350\text{Cm} \rightarrow 23.33 \leq h \leq 35\text{Cm}$  **h=35Cm et b=30Cm**

On adoptera une section rectangulaire **(30\*35) Cm²**.

➤ **La vérification selon PA99/2003 :**

- ✓  $h=35\text{cm} > 30\text{cm}$  .....Condition vérifiée
- ✓  $b=30\text{cm} > 20\text{cm}$  .....Condition vérifiée
- ✓  $\frac{h}{b} = 1.1674 < \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

**II.2.1 Les Viols :** Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99 /2003 suivantes :

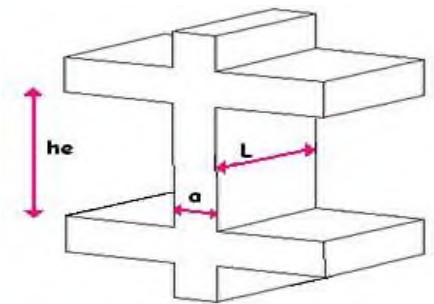
$e \geq \text{Max} (he /20, he /22.5 ,15 \text{ cm}). \quad L \geq 4e$

- e : l'épaisseur du voile
- he : La hauteur libre d'étage.
- L : la largeur du voile

Dans notre cas :  $he = \text{max}(\frac{he}{20}; 15\text{cm}) = 306 - 50 = 256\text{cm}$

$e = \text{max}(\frac{256}{20} = 12,8; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$

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



**Figure II.6. Schéma d'un voile**

**II.2.3. Les poteaux :** Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 03 critères :

1. Critères de résistance.
2. Critères de stabilité de former (flambement).
3. Condition de RPA.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

**II.3. Évaluations Des charges et surcharge :**

A) Plancher terrasse inaccessible :

**Tableau II.2 Evaluation de charge du planche terrasse inaccessible**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Protection gravillons	18	0,02	0.36
2	Etanchéité	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2.2
4	Corps creux	14	0,16+0,04	2.8
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G			6,43	
Charge d'exploitation Q			1	

B) Plancher Étage courant :

**Tableau 3. Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.**

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier	20	0,02	0,40
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	14	0,16+0,04	2,80
5	Cloisons	10	0.1	1
6	Enduit plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G			5,21	
Q étages courant			1,50	

C) Escaliers :

- Palier en dalle pleine :

**Tableau II.4. Evaluation des charges des paliers DP**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle pleine	25	0,15	3.75
2	Carrelage	20	0,02	0,44
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente G			5,1	
Charge d'exploitation Q			2,5	

- Volées en dalle pleine :

**Tableau II.5. Evaluation des charges des volées.**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Type
				Volée courante
1	Dalle pleine	25	$e/\cos(\alpha)$	4.37
2	Carrelage	Horizon	0,02	0,4
		Vertical	$0,02h/g$	0,23
3	Mortier de pose	Horizon	0,02	0,40
		vertical	$0,02h/g$	0,23
4	Enduit de plâtre	18	$e/\cos(\alpha)$	0.31

5	Poids des marches	22	h/2	1,98
6	Garde de corps			0.6
Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )				8.52
Charge d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )				2.5

D)Murs extérieures :

**Tableau II.6. Evaluation des charges des murs extérieurs.**

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Briques creuses	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.05	0	0.00
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit de ciment	0.02	18	0.27
La charge permanente totale	2.67		

E) Balcons :

**Tableau II.7. Evaluation des charges dans les balcons.**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle pleine	25	0,15	3.75
2	Carrelage	20	0,02	0,44
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente G			5,1	
Charge d'exploitation Q			3.5	

**II .4. Descente de charges :** La descente de charge est le chemin suivi par les différentes action (charge et surcharge) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charge pour le poteau la plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau (**Poteau C3**).

❖ **La loi de régression :**

Soit Q<sub>0</sub> la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment Q<sub>1</sub> Q<sub>2</sub>.....Q<sub>n</sub> les charges d'exploitation respectives des planches des étages (1 2...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adaptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :Sous la terrasse : Q<sub>0</sub>

- Sous dernier étage : Q<sub>0</sub>+ Q<sub>1</sub>
- Sous avant dernier étage : Q<sub>0</sub>+0,95(Q<sub>1</sub>+ Q<sub>2</sub>)



- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $Q_0+0,9(Q_1+ Q_2+Q_3)$
- Sous étage n quelconque (étage n):  $Q_0+\frac{3+n}{2*n}(Q_1+ Q_2+\dots+Q_n)$

**A-Terrasse inaccessible :**

❖ **Surfaces afférentes**

$S1=1,6*1.6=2.56m^2.$

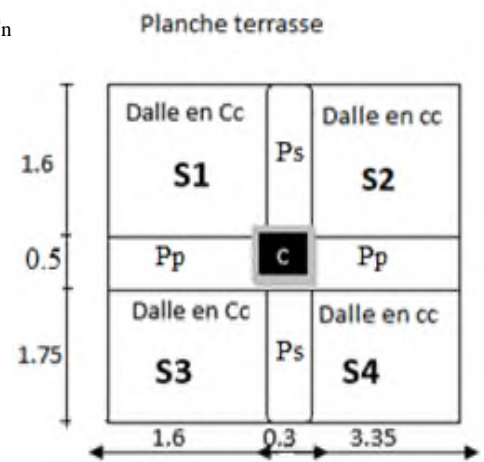
$S3=1,75*1.6=2.8m^2.$

$S2=1,6*3.35=5.36m^2.$

$S4=1,75*3.35=5.8625m^2.$

$S_{aff}^G=S1+S2+S3+S4=2.56+5.36+2.8+5.8625=16.5825m^2.$

$S_{aff}^Q=S_{aff}^G+0.3*0.5*(1.6+3.35)+0.3*0.35*(1.6+1.75)=17.3525m$



**B-Étage courante :**

❖ **Surface afférentes :**

$S1=1,6*1.6=2.56m^2.$

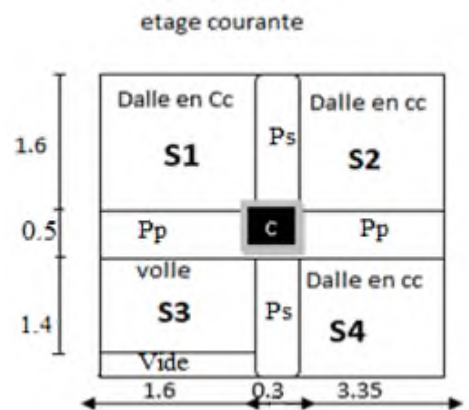
$Sv=S3=1,6*1,4=2.24m^2$

$S2=1,6*3.35=5.36m^2.$

$S4=1,75*3.35=5.8625m^2.$

$S_{aff}^G=S1+S2+S3+S4=2.56+5.36+5.865=13.782m^2$

$S_{aff}^Q=S_{aff}^G+0.3*0.5*(1.6+3.35)+0.3*0.35*(1.6+1.75)=14.876m^2$



**II.4.1 Calcul de l'effort normal ultime :**

**Tableau II.8. Descente des charges sur les poteaux le plus solliciter C3**

Niveaux	Éléments	G(KN)	Q(kN)	1.1(1.35G+1.5Q)
N9	PT. Inaccessible	106.62		
	Pp (0,3*0,5)	18.56		
	PS (0,3*0,35)	8.79		
	Totale	133.97	17.35	227.57
N8	N9	133.97		
	PE courant	71.8		
	Pp (0,3*0,5) m²	18.56		
	Ps (0,3*0,35) m²	8.56		
	Poteaux (35*35)	9.37		
	Totale	242.49	45.26	434.77

<b>N7</b>	N8	242.49		
	PÉ courant	71.80		
	Pp (0,3*0,5) m <sup>2</sup>	18.56		
	Ps (0,3*0,35) m <sup>2</sup>	8.79		
	Poteaux (35*35)	12.24		
	Escaliers (volée)	19.08		
	Totale	372.96	103.34	724.35
<b>N6</b>	N7	372.96		
	PE courant	71.81		
	Pp (0,3*0,5) m <sup>2</sup>	18.56		
	Ps (0,3*0,35) m <sup>2</sup>	8.56		
	Poteaux (40*40)	12.24		
	Escalier	19.08		
	Totale	503.43	119.76	945.19
<b>N5</b>	N6	503.43		
	PE courant	71.81		
	P (0,3*0,5) m <sup>2</sup>	18.56		
	P (0,3*0,35) m <sup>2</sup>	8.56		
	Poteaux (40*40)	12.24		
	Escalier	19.08		
	Totale	637.16	171.23	1228.71
<b>N4</b>	N5	637.16		
	PÉ courant	71.81		
	Pp (0,3*0,5) m <sup>2</sup>	18.56		
	Ps (0,3*0,35) m <sup>2</sup>	8.56		
	Poteaux (45*45)	15.49		
	Escalier	19.08		
	Totale	770.89	198.39	1176.80
<b>N3</b>	N4	770.89		
	PÉcourant	71.80		
	Pp (0,3*0,5) m <sup>2</sup>	18.56		
	Ps (0,3*0,35) m <sup>2</sup>	8.79		
	Poteaux (45*45)	15.5		
	Escalier	19.08		
	Totale	908.32	221.02	1713.53

<b>N2</b>	N3	908.32		
	PÉcourant	71.80		
	Pp (0,3*0,5) m <sup>2</sup>	18.56		
	Ps (0,3*0,35) m <sup>2</sup>	8.79		
	Poteaux (50*50)	19.2		
	Escalier	19.08		
	<b>Totale</b>	<b>1045.75</b>	<b>242.29</b>	<b>1952.71</b>
<b>N1</b>	N2	1045.75		
	PE courant	71.80		
	Pp (0,3*0,5) m <sup>2</sup>	18.56		
	Ps (0,3*0,35) m <sup>2</sup>	8.79		
	Poteaux (50*50)	23.14		
	Escalier	19.08		
	<b>Totale</b>	<b>1187.12</b>	<b>266.09</b>	<b>2201.92</b>

✓ (Sans majoration) :  $-Nu = (1.35G + 1.5Q) = 2001.74KN$ .

✓ (Avec majoration) :  $-Nu^* = 1.1(1.35G + 1.5Q) = 2201.92KN$ .

**II.4.2 Vérification du poteau :** Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime NU a 10%, telle que :  $NU=1.1(1.35G+1.5Q)$  Tel que les tableaux précédents montre, Le poteau C3 est le plus défavorable :  $Nu= 2001.74 KN \rightarrow Nu^* = 2201.92KN$

➤ **Vérification à la compression simple :** Il faut vérifie la condition suivante :

$$Nu \leq \sigma_{bc} \cdot A_c \text{ .tel que : } \sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPA.}$$

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

**Tableau II.9. Vérification des poteaux a la compression simple.**

Niveaux	Nu* (KN)	Sections (cm <sup>2</sup> )	Condition B > B cal		observation
			B (m <sup>2</sup> )	B calculée(m <sup>2</sup> )	
SOUS SOL	2201.92	55*55	0.3025	0.146	vérifiée
RDC	1613.81	55*55	0.3025	0.107	vérifiée
1eme étages	1713.53	50*50	0.25	0.114	vérifiée
2eme étages	1176.8	50*50	0.25	0.078	vérifiée
3eme étage	1228.71	45*45	0.2025	0.0819	vérifiée
4eme étage	945.19	45*45	0.2025	0.063	vérifiée

5eme étage	724.35	40*40	0.16	0.048	vérifiée
6eme étage	434.77	40*40	0.16	0.0289	vérifiée
7eme étage	227.57	35*35	0.125	0.015	vérifiée

❖ **Vérification au flambement** : D'après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :  $Nu \leq Nu^* = \alpha \frac{Br * f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s}$

Br : section réduite du béton ( $B_r = (a-2) * (b-2)$ ). As : Section d'acier.

$\gamma_b = 1.5$  : coefficient de sécurité de béton.  $\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité d'acier

$\alpha$  : coefficient réducteur qui est en fonction d'élanement  $\lambda$ )

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } 0 < \lambda < 50. \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Si } 50 < \lambda < 70$$

Tel que :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$  (calcule d'élanement).  $i = \sqrt{\frac{I}{b * h}}$   $I = \frac{bh^3}{12}$   $L_f = 0.7 L_0$

$L_f$ : longueur de flambement

$L_0$  : la hauteur libre du poteau  $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

**Tableau II.10. Vérification au flambement des poteaux**

Poteaux	SOUS SOL	RDC	1eme	2eme	3eme	4eme	5eme	6eme	7eme
Nu*(KN)	2201.92	1613.81	1713.53	1176.8	1128.71	945.19	724.35	434.77	227.57
B (m²)	0.3025	0.3025	0.25	0.25	0.2025	0.2025	0.16	0.16	0.1225
Lf (m)	1.757	1.757	1.757	1.757	1.757	1.757	1.757	1.757	1.757
I (m <sup>4</sup> ) ×10 <sup>-3</sup>	7.63	7.63	5.208	5.208	3.417	3.417	2.133	2.133	1.25
i (m <sup>3</sup> )	0.158	0.158	0.144	0.144	0.129	0.129	0.115	0.115	0.101
$\lambda$	11.12	11.12	12.20	12.20	13.62	13.62	15.27	15.27	17.39
$\alpha$	0.833	0.833	0.829	0.829	0.825	0.825	0.818	0.818	0.810
Bcal(m²)	0.146	0.107	0.114	0.078	0.0819	0.063	0.048	0.0289	0.0015
Br (m²)	0.2809	0.2809	0.2304	0.2304	0.1849	0.1849	0.1444	0.1444	0.1089

On remarque que :  $Br \geq Bcal \Rightarrow$  donc les poteaux de la structure ne risquent pas de se flamber.

**Vérification des conditions du RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b \times h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm.} \quad (\text{Zone IIa}) \\ \text{Min}(b * h) \geq \frac{h_e}{2} \dots \dots \dots \text{ Les trois conditions sont vérifiées} \\ 0.25 \leq h / b \leq 4. \end{array} \right.$$

**Tableau II.11. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour les poteaux.**

	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	Observation
$\text{Min}(b \cdot h) > 25\text{cm}$	55	50	45	40	35	vérifiée
$\text{Min}(b \cdot h) \geq \frac{he}{20}$	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3	vérifiée
$0.25 \leq \frac{h}{b} \leq 4$	1	1	1	1	1	vérifiée

**II.5 Conclusion :** Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- ❖ Plancher : Pour le corps creux est (16+4) ; pour les dalles pleines = 15cm.
- ❖ Escalier + palier : Nous avons adopté une épaisseur e = 15cm.
- ❖ Voiles : e = 20 cm pour tous les étages.
- ❖ L'acrotère H = 60 cm

**Tableau II.12. Section adoptée pour les poutres et les poteaux.**

Eléments	Largeur b (Cm)	Hauteur h (Cm)
<b>Poutre principale</b>	30	50
<b>Poutre secondaire</b>	30	35
<b>Poteau RDC et SOUS.S</b>	55	55
<b>Poteau étage 1 et 2 et</b>	50	50
<b>Poteau étage 3 et 4</b>	45	45
<b>Poteau étage 5 et 6</b>	40	40
<b>Poteau étage 7</b>	35	35

**III. Etude des éléments secondaires**

**Introduction :**

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires (non structuraux) à savoir :

- ✓ Les planchers (planche à corps creux et dalle pleine).
- ✓ L'escalier.
- ✓ L'acrotère.

**III.1. Etude des planchers corps creux :**

**III.1.1. Méthode de calcul :** Le règlement B.A.E.L 91 propose plusieurs méthodes qui permettent de déterminer des sollicitations (M et V) en appui et en travée.

Il y'a deux méthodes que nous avons utilisées :

- La méthode forfaitaire.
  - La méthode de Caquot Minorée
- ◆ **La méthode forfaitaire** Le BAEL91 (Art.B.6.210) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :
- ✓ Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$ .
  - ✓ Le rapport des portées successives :  $0.8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25$ .
  - ✓ Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
  - ✓ La fissuration est peu nuisible (FPN).

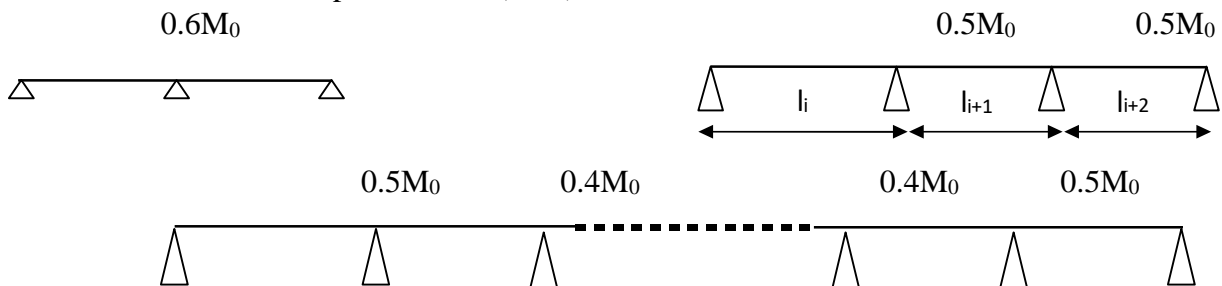


Figure III.1. Schéma d'une poutre continue

❖ **Principe de la méthode forfaitaire**

**1. Les moments fléchissant :**

✓ **En travée :** Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \cdot M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha)}{2} \cdot M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha)}{2} \cdot M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire} \end{array} \right. \quad \text{avec : } \alpha = \frac{q}{G+q}$$

✓ **En appuis : Moments en appuis intermédiaires :**

$M = 0,6M_0$ .....pour une poutre à deux travées

$M = 0,5M_0$ .....pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée

$M = 0,4M_0$ .....pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

$M_0$  : moment isostatique de la travée considérée :  $M_0 = \frac{P \cdot l^2}{8}$  ..... (ELU).

- ✓ Mt : est le maximum entre (1) et (2)
- ✓ Mg : moment gauche.
- ✓ Md : moment droite.

- **Moment en appuis de rive :** Moment en appuis de rive sont nulles, mais d'après le BEAL préconisé de mettre les aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à  $(-0,15M_0)$ .

**2. Les efforts tranchants :**

On évalue l'effort tranchant en supposant la discontinuité entre les travées, c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

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

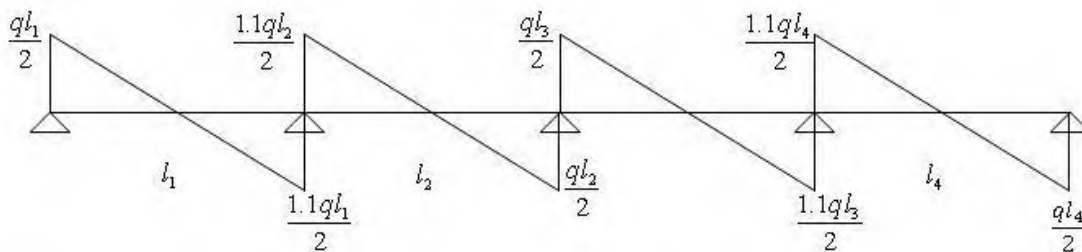


Figure III.2. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

**III 1.2 Type des Poutrelles :** Tableau III.1 Types des poutrelles

Type des poutrelles étage courant	
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type des poutrelles Terrasse incassable	
Type 4	

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Type des poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Statut	Méthode adoptée
Type 1 2 3 4	$Q_{max}=1,5kn/m^2 \leq \min(2G ; 5KN)$ $I=constante$ $\frac{l_i}{l_{i+1}} \in (0,8 ; 1,25)$	Vérifié	Forfaitaire

✦ **III 1.3. Calcul des sollicitations dans les poutrelles**

- A L'ELU :  $qu=(1,35G+1,5Q) *b_0$
- A L'ELS :  $qs=(G+Q) b_0$  Avec  $b_0=0,65m$

Tableau III.3. Chargements sur les poutrelles.

				ELU(kn/ml)	ELS (kn/ml)
Type de planche	G (kn)m <sup>2</sup>	Q (kn/m <sup>2</sup> )	b <sub>0</sub> (m)	Pu (kn/ml)	Ps (kn/ml)
Terrasse inaccessible	6,43	1	0,65	6,62	4,83
Planche étage courant	5,21	1,5	0,65	6,03	4,36
Planche étage courant	5,21	2,5	0,65	7,01	5,01

**Calcul des sollicitation (M, V) :**

✓ **Exemple illustratif (type 2) :**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode Forfaitaire pour la poutrelle type 2

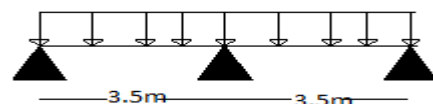


Figure III .3. Schéma statique de poutrelle type 2

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

**A L'ELU :**

Travée AB et BC :  $M_0 = \frac{pl^2}{8} = \frac{6,03 \cdot 3,5^2}{8} = 9,24Kn.m$

**A L'ELS :**

$M_0 = \frac{pl^2}{8} = \frac{4,36 \cdot 3,5^2}{8} = 6,679Kn.m$

✓ **Calcul des moments sur appuis :**

▪ **Appui de rive :**

1. **A L'ELU :**  $M_A = M_C = 0$ , Mais on prend :  $M_A = M_C = - 0,15 M_0 = -0,15 \cdot 9,24 = -1,386Kn$
2. **A L'ELS :**  $M_A = M_C = 0$ , Mais on prend :  $M_A = M_C = - 0,15 M_0 = -0,15 \cdot 6,679 = -1,002Kn$



▪ **Appui intermédiaire :**

1. A L'ELU :  $M_B = -0.6 M_0 = -0.6 * 9.23 = -5.538 \text{ Kn.m}$
2. A L'ELS :  $M_B = -0.6 M_0 = -0.6 * 6.67 = -4.002 \text{ Kn.m}$

▪ **Moment en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.21+1.5} = 0.223$$

$$\alpha=0.223 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1.066 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.266 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \text{Max}(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 ; \text{Pour une travée de rive} \end{array} \right.$$

- **Travée AB et BC :**

A L'ELU :

$$M_t \geq 1.066 * 9.24 - \frac{0.6 * 9.24}{2} = 7.08 \text{ Kn.m}$$

A L'ELS :

$$M_t \geq 1.066 * 6.679 - \frac{0.6 * 6.679}{2} = 5.116 \text{ Kn.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26 * 9.24}{2} = 5.82 \text{ Kn.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26 * 6.679}{2} = 4.21 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = \text{Max}(7.08 ; 5.82) \rightarrow M_t = 7.089 \text{ Kn.m} \quad M_t = \text{Max}(5.12 \text{ Kn.m} ; 4.21 \text{ Kn.m}) \rightarrow M_t = 5.124 \text{ Kn.m}$$

✓ **Les efforts tranchants :**

✦ **Travée AB et BC :**

- $V_a = V_0 = \frac{q * l}{2} = \frac{6.03 * 3.5}{2} = 10.55 \text{ Kn.}$
- $V_b = -1.15 V_0 = -1.15 * 10.55 = -12.14 \text{ Kn.}$

**Tableau III.4. Calcul des sollicitations des différents types de poutrelles**

Type de poutrelles	ELU(Kn.m)			ELS (Kn.m)			Effort tranchant V(KN)
	Mt	Ma riv	Ma int	Mt	Ma riv	Ma int	
<b>Poutrelles du plancher RDC</b>							
Type1	7.551	-1.386	-4.62	5.458	-1.002	-3.34	11.615
Type2	7.084	-1.632	-5.44	6.307	-1.002	-3.619	13.317
Type3	7.084	-1.386	-5.53	-5.544	5.124	-1.002	12.143
<b>Poutrelles des plancher Terrasse inaccessible</b>							
Type4	7.759	-1.454	-4.845	5.653	-1.06	-3.534	12.181

**III.1.4. Ferrailage des poutrelles :**

1. **Plancher étage courante :** Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

**ELU**

**ELS**

$$M^{\text{Travée}} = 8.621 \text{ Kn.m}$$

$$M^{\text{travée}} = -6.307 \text{ Kn.m.}$$

$$e = 2 \text{ cm}$$

$$d = h - e = 18 \text{ cm}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -5.544 \text{ Kn.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -4.007 \text{ KN.m}$$

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

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$M_a^{rive} = -1.386 \text{ KN.m} \quad M_a^{rive} = -1.002 \text{ Kn.m} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$V^{Max} = 20.77 \text{ KN} \quad d' = 2 \text{ cm} \quad ht = 20 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

• **Calcul à ELU :**

**1. Armature longitudinales :**

♦ **En travée**

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.0545 > M_{tu} = 8.821 \times 10^{-3} \text{ KN.m}$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, et on fait un calcul d'une section rectangulaire ( $b \times ht$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.03203 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \quad f_{st} = \frac{400}{1.25} = 348 \text{ MPA. } \alpha = 0.0407 \rightarrow Z = 0.1771 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{0.0088}{0.1771 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 1.43 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

♦ **Aux appuis :**

• **Appuis intermédiaire :**  $M_a^{int} = -5.544 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.00554}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.1208 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.1208 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 0.1614 \quad z = 0.1684 \text{ m} \Rightarrow A_a = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{0.00554}{0.1614 \times 348} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

• **Appuis Rive :**  $M_a^{int} = -1.386 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.00138}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.0301 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0301 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 0.0383 \quad z = 0.1772 \text{ m} \Rightarrow A_a = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{0.00138}{0.1772 \times 348} = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 1\text{HA}18 = 0.5 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 0.95 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0.7398 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = 3.33 \text{ MPA} \dots \text{Condition vérifiée}$

**2. Armatures transversales :**

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

$$\Phi_t \geq \min \left( \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \Phi_L^{\min} \right) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (8\text{mm}; 5,71\text{mm}; 10\text{mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

On adopte à un étrier  $\Phi 6$ . Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6$

**3. Espacement  $S_t$  :**

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

- $S_{t1} \leq \min (0,9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2\text{cm}$
- $S_{t2} = \frac{A_t * F_e}{0,4 * b_0} = 57\text{Cm}$
- $S_{t3} = \frac{0,8 * A_t * F_e}{b_0(\tau - 0,3 F_t 28 * K)} = 166,12\text{Cm}$

$S_t = \min (1; 2; 3)$  ; on adopte :  $S_t = 15\text{cm}$

**4. Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

✓ **Appuis de rive :** On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s * V_u}{F_e}$  ..... (Art A.5.1,312) BAEL91/99.  
 $A_l = 2,36 + 0,5 = 2,86\text{cm}^2$ .  $\Rightarrow A_l = 2,86\text{cm}^2 > 0,393 \text{ cm}^2$ .....Condition vérifiée.

✓ **Appuis Intermédiaires :** On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_e} \left( v_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) \Rightarrow A_l = -0,601\text{cm}^2 < 0$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumis à aucuns efforts de traction, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

◆ **Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire

Alors il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de béton.
- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

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

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

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

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15\text{MPa}$

✓ **En travée :**  $M_{t ser} = 6,037\text{Kn.m}$

Position de l'axe neutre : On a :  $A' = 0$

$$H = \frac{b * h^2}{2} - 15A_s(d - h_0) = 24 > 0 \quad \text{Section}(b * h).$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M}{I} y = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s + (b - h_0) * h_0 y - 15A_s * d - (b - b_0) \Rightarrow y = 4,01\text{m} ; \text{ et } I = 8217,5\text{cm}^4$$

$\sigma_{bc} = 2,94\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} 15\text{MPa}$ . .....Condition vérifiée.

✓ **En appuis intermédiaires :**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est (b0×h).

M <sub>int</sub>	Y	I	σ	σ <sub>bc</sub>	Obs
4.007	3.1	4891.7	2.54	15	vérifier

♦ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93 :**

$$h \geq \frac{Mt}{15M0} * l \Rightarrow 0.0474 < 0.0697 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$A \geq \frac{3.6 * b_0 * d}{f_e} = 16.2 \text{cm} \Rightarrow 2.36 \text{cm} > 16.2 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les flèches calculées selon le BEAL est :

**Tableau III.5. Vérification de la flèche**

A	Yc	I	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub>	Obs
2.36	3.917	8328	2.35	3.57	5.99	6.44	6.41	7.6	Vérifier

❖ **Ferraillage de la terrasse inaccessible**

ELU	ELS
M <sup>Travée</sup> = 7.759 Kn.m	M travée = 5. 653Kn.m    e= 2 cm    d= h-e = 18 cm
M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> = -4.845 Kn.m	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> = -3. 534KN.m.    b=65cm    d=18cm
M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> = -1. 454KN.m	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> = -1.06 Kn.m    b=65cm    d=18cm
V <sup>Max</sup> = 12.181KN.    d'=2cm. ht=20cm	h <sub>0</sub> =4cm    b <sub>1</sub> =27.5cm.    b <sub>0</sub> =10cm

• **Calcul à ELU :**

1. **Armature longitudinales :**

♦ **En travée**

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.0545 > M_{tu} = 7.759 * 10^{-3} \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} * b * d^2} = 0.0259 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \quad f_{st} = \frac{400}{1.25} = 348 \text{MPa.} \quad \alpha = 0.0329 \rightarrow Z = 0.1776 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}} = \frac{0.00776}{0.1776 * 348} = 1.26 \text{Cm} \quad A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{cm}^2.$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{Cm}^2 \Rightarrow A_{min} = 1.41 \text{cm}^2 > A_{cal} = 1.26 \text{cm}^2 \rightarrow \text{on ferrailer avec } A_{min}.$$

On choisit : **A<sub>s</sub> = 2HA10 = 1,57cm<sup>2</sup>**

♦ **Aux appuis :**

- **Appuis intermédiaire :** M<sub>a</sub><sup>int</sup> = -4. 845KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.004845}{14.2 \cdot 0.1 \cdot 0.18^2} = 0.106 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.1208 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.1397 \quad z = 0.1699 \text{ m} \Rightarrow A_a = \frac{Ma}{Z \cdot f_{st}} = \frac{0.004845}{0.1614 \cdot 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Soit : **Aa = 2HA10 = 1.75 cm<sup>2</sup>**

- **Appuis Rive :**  $M_a^{int} = -1.06 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.00138}{14.2 \cdot 0.1 \cdot 0.18^2} = 0.0317 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0317 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.0402 \quad z = 0.177 \text{ m} \Rightarrow A_a = \frac{Ma}{Z \cdot f_{st}} = \frac{0.00106}{0.177 \cdot 348} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Soit : **Aa = 1HA10 = 0.79 cm<sup>2</sup>**

**2. Armatures transversales :**

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

$$\Phi_t \geq \min \left( \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \Phi_L^{\min} \right) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (8\text{mm}; 5,71\text{mm}; 10\text{mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

On adopte à un étrier  $\Phi_6$ . Donc la section d'armatures transversales sera : **A<sub>t</sub> = 2Φ6 = 0.57 cm<sup>2</sup>**

**3. Espacement S<sub>t</sub> :**

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

- $St_1 \leq \min (0,9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16,2\text{cm}$
- $St_2 = \frac{At \cdot Fe}{0,4 \cdot b_0} = 57\text{Cm}$
- $St_3 = \frac{0,8 \cdot At \cdot Fe}{b_0(\tau - 0,3 \cdot Ft_{28} \cdot K)} = 390\text{Cm}$

$St = \min (1; 2; 3)$  ; on adopte :  $St = 15\text{cm}$

**4. Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

✓ **Appuis de rive :**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s \cdot Vu}{Fe}$  ..... (Art A.5.1,312) BAEL91/99.

**A<sub>l</sub> = 2.36 + 0.5 = 2.86 cm<sup>2</sup>**.  $\Rightarrow A_l = 2.86 \text{ cm}^2 > 0,38 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

✓ **Appuis Intermédiaires :**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{Fe} \left( vu + \frac{Ma}{0,9d} \right) \Rightarrow A_l = -0.509 \text{ cm}^2 < 0$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumis à aucuns efforts de traction, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

◆ **Vérification de la bielle :** On doit vérifier que :  $\bar{\sigma} = \frac{2 \cdot Vu}{a \cdot b} \leq$  Avec  $\min(0,3d \cdot 40,1) = 16,2\text{Cm}$

$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 12.181 < 108.14\text{KN}$  ..... Condition vérifiée

◆ **Vérifications à l'ELS** On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15\text{MPa}$

**En travée**  $M_{t,ser} = 6.037\text{Kn.m}$

**Position de l'axe neutre :** On a :  $A' = 0$

$$H = \frac{b \cdot h^2}{2} - 15A_s(d - h_0) = 24.4 > 0 \quad \text{Section}(b \cdot h).$$

Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{M}{I} y = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s + (b - h_0) \cdot h_0 y - 15A_s \cdot d - (b - b_0) \Rightarrow y = 3.92 \text{m} ; \text{ et } I = 8323 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2,66 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En appuis intermédiaires :**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est  $(b_0 \times h)$ .

$M_{int}$	Y	I	$\sigma$	$\sigma_{bc}$	Obs
5.653	2.989	4891.7	2.14	15	vérifier

♦ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93 :**

$$h \geq \frac{M_t}{15M_0} * l \Rightarrow 0.0571 < 0.08 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A \geq \frac{3.6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 16.2 \text{cm} \Rightarrow 2.36 \text{cm} > 16.2 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

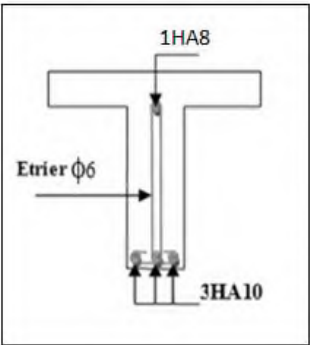
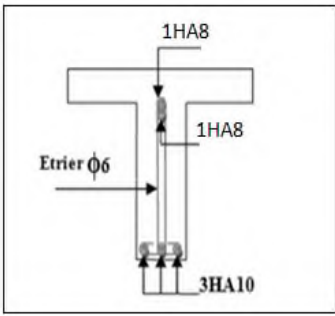
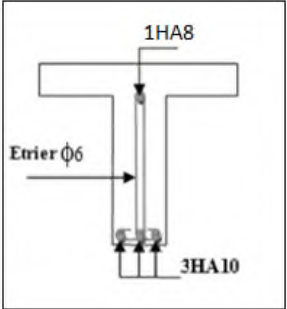
Les flèches calculées selon le BEAL est :

**Tableau III.6. Vérification de la flèche**

A	Yc	I	$f_{ji}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$	Obs.
2.36	3.91	8328	4.65	1.76	3.11	2.53	3.46	<b>7.6</b>	Vérifier

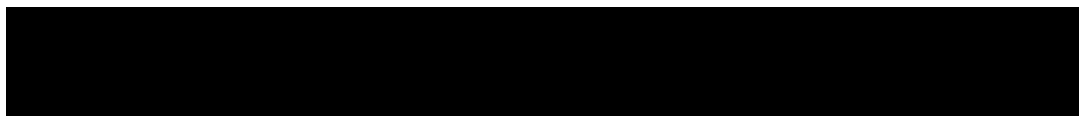
- **Remarque :** La flèche est vérifiée dans tous les cas, donc le ferrailage est satisfait.

**Tableau III.6 Schémas de ferrailage des poutrelles :**

Type	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Étage courant			

RDC			
Terrasse inaccessible			

**III .2. Etude de la dalle de compression :** On utilise des barres de type rond lisses de nuance  $F_e = 235 \text{ MPA}$



Avec :  $L_0$ : distance entre axe des poutrelles.

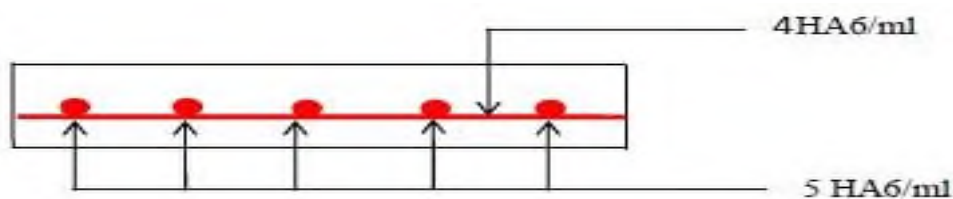


Figure III.4. Figure II.4 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

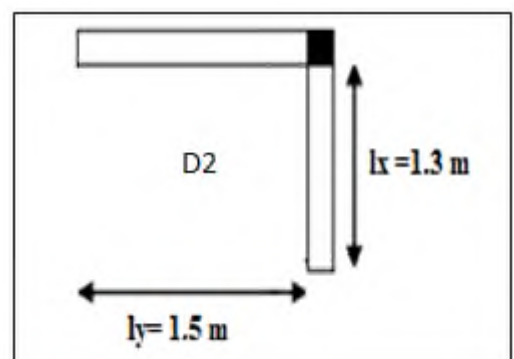
**III.3. Etude des planchers dalles pleines :**

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicité et on ferraille les autres panneaux qui sont identique avec celui que on à trouver.

**\* 3.1. Dalle sur 2 appui (D2)**

Caractéristique de la dalle :

( $L_x = 1.3\text{m}$ ) ; ( $L_y = 1.5\text{m}$ )



$G = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{150} = 0.8667 > 0.4$  (selon 2 sens  $L_x$  et  $L_y$ )

A ELU :

A ELS :

$\mu_x = 0,0476$

$\mu_x = 0,0546$

$\mu_y = 0,7438$

$\mu_y = 0,8216$

**Figure III.5 Dalle sur 2 appuis**

❖ **Calcul a l'ELU**

✓ **Calcul de chargement :**

$Q_u = (1,35G + 1,5*Q)1\text{ml} = 12.14 \text{ KN/ml}$   $\left\{ \begin{matrix} M_{ox} = 1,01 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.721 \text{ KN.m} \end{matrix} \right.$

✓ **Calcul des moments corrigé(réel) :**

★ Moments en travées :  $\left\{ \begin{matrix} M_{tx} = 0.85 * M_0 = 0.935 \\ M_{ty} = 0.75 M_0 = 0.541 \end{matrix} \right.$

★ Moments en appuis :  $\left\{ \begin{matrix} M_{tx} = -0.3 * M_0 = -0.303 \text{ KN} \\ M_{ty} = -0.3 M_0 = -0.216 \text{ KN} \end{matrix} \right.$

✓ **Calcul de la section d'armatures :**

- Le ferrailage de la dalle plein du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml ( $b=1\text{ml}$ ).
- F.N  $c \geq 3\text{cm}$  soit  $c = 3 \text{ cm}$  ce qui donne  $d=e-c = 15-3 = 12\text{cm}$

• **Condition de non fragilité :**

Pour  $e > 15Cm$  et  $\rho = 0,86 > 0,4$

Donc  $\Rightarrow \left\{ \begin{matrix} A_x = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * e = 8 * 10^{-4} * \frac{3-0.86}{2} * 100 * 15 = 1.28 \text{ Cm}^2 \\ A_y = \rho * b * e = 8 * 10^{-4} * 100 * 15 = 1.2 \text{ Cm}^2 \end{matrix} \right.$

**Tableau III.7 : Ferrailage de dalles sur 2appuis de la terrasse inaccessible.**

Position	Sens	M Kn.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acal ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Amin ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	A Choisit ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
En travée	Selon x	0.935	0.00407	0.0055	0.119	0.119	1.28	4HA8=2.01	25
	Selon y	0.541	0.00302	0.0038	0.119	0.148	1.2	4HA8=2.01	25
En appuis	Selon x	0.3309	0.00143	0.0017	0.119	0.070	1,28	4HA8=2,01	25
	Selon y	0.3885	0.00106	0.0013	0.119	0.052	1.2	4HA8=2.01	25

❖ **Vérification de ferrailage longitudinale :**

$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

$A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

❖ **Vérification sur le diamètre des barres :**  $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \Rightarrow \phi \leq 15Cm$



❖ **L'espace St**

Selon x-y : charge répartie et F.N ⇒ St ≤ min (2e ; 25 cm) = 25 cm .....vérifiée

❖ **Vérification à l'ELU :**

- **Cisaillement :**  $V_u^x=5.264\text{KN}$   $V_u^y=4.613\text{KN}$   
 $\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b*d} = 0.043\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 1.25\text{MPa}$ .....Pas risque de rupture par cisaillement.

❖ **Vérification à l'ELS :**  $Q_s=(G+Q)1\text{ml}=8.61\text{KN.M}$   $\begin{cases} M_{0x} = 0.794\text{Kn.m} \\ M_{0y} = 0.652\text{Kn.M} \end{cases}$

**Tableau III.8. Vérification des états limites de compression du béton.**

Position	Sens	Mser Kn.m	Y (m)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm\ bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm\ bc}$
En travée	Selon x	0.675	0.0321	5657.2	0.384	15	Vérifiée
	Selon y	0.554	0.0321	5657.2	0.315	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	0.238	0.0312	5657.2	0.277	15	Vérifiée
	Selon y	0.195	0.321	5657.2	0.277	15	Vérifiée

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :** FN →  $\sigma_{adm} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nftj} \right]$

**Tableau III.9 Vérification des états limite d'ouverture des fissures.**

Position	Sens	Mser Kn.m	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{adm\ st}$ (MPa)	Observation $\sigma_{st} \leq \sigma_{adm\ st}$
En travée	Selon x	0.675	15.72	201,633	vérifiée
	Selon y	0.554	12.91	201,633	vérifiée
En appuis	Selon x	0.238	5.55	201,633	Vérifiée
	Selon y	0.195	11.37	201,633	Vérifiée

❖ **Etat limite de déformation (la flèche) :**

**Sens x-x :**

1.  $\frac{h}{L_x} \geq \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{Mut}{20 * Mou} \right) \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > 0.0425$  .....condition vérifier .
2.  $\frac{A}{b*d} \leq \frac{l}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100*12} = 0.026 > 0.005$  .....condition vérifier

**Sens-Y-Y :**

3.  $\frac{H}{L_x} \geq \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{Mut}{20 * Mou} \right) \Rightarrow \frac{15}{320} = 0.046 > 0.0425$  .....condition vérifier .
4.  $\frac{A}{b*d} \leq \frac{l}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100*12} = 0.00167 < 0.005$  .....condition vérifier..

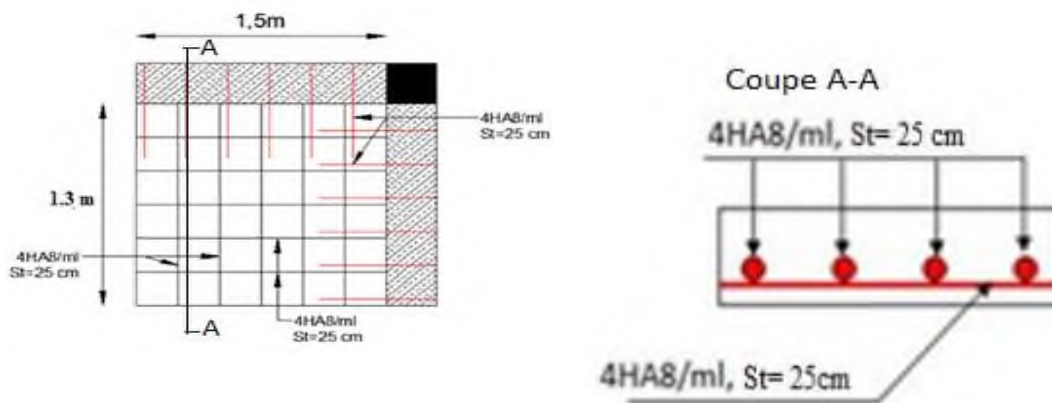


Figure.III.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

**3.2. Dalle sur 3 appui(D1) :**

$G = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{3.2} = 0.43 > 0,4$  (selon 2 sens  $L_x$  et  $L_y$ )

Calcul a l'ELU

$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 12.14 \text{ KN/ml}$

Donc :  $\begin{cases} M_{0x} = 15.87 \text{ Kn.m} \\ M_{0y} = 5.55 \text{ Kn.m} \end{cases}$

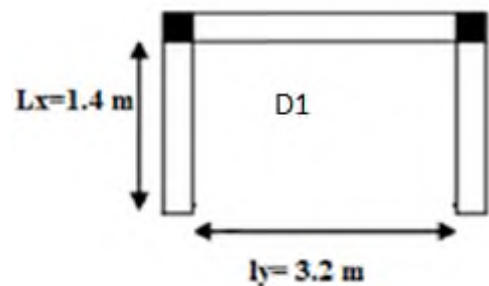


Figure. III. Dalle sur 3 appuis

Tableau III.10 : Ferrailage de dalles sur 3 appuis

Position	Sens	M Kn.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acal ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Amin ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	A Choisit ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
En travée	Selon x	2.125	0.0563	0.0725	0.1262	3.07	1.53	4HA10=3.14	25
	Selon y	0.531	0.0197	0.0249	0.1287	1.05	1.2	4HA8=2.01	25
En appuis	Selon x	1	0.0265	0.0336	0.1282	1.42	1,53	4HA8=2,01	25
	Selon y	0.250	0.009	0.01	0.129	0.49	1.2	4HA8=2.01	25

- Vérification sur le diamètre des barres :  $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \Rightarrow \phi \leq 15 \text{ cm}$

❖ Vérification à l'ELU :

Cisaillement :  $V_{ux} = 5.66 \text{ KN}$        $V_{uy} = 0.686 \text{ KN}$ .       $\tau_u = \frac{v_{max}}{b \cdot d} = 0.046 \text{ MPA} \leq \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPA}$   
 Pas risque de rupture par cisaillement.

❖ Vérification à l'ELS :

$Q_s = (G + Q) 1 \text{ ml} = 8.61 \text{ KN.M}$   $\begin{cases} M_{0x} = 11.25 \text{ Kn.m} \\ M_{0y} = 3.93 \text{ KN.M} \end{cases}$

**Tableau III.11. Vérification des états limites de compression du béton.**

Position	Sens	Mser Kn.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm\ bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm\ bc}$
En travée	Selon x	9.56	6.3	6641	0.91	15	Vérifiée
	Selon y	3.33	5.51	3258	0.056	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	4.5	8.01	3219	0.98	15	Vérifiée
	Selon y	1.57	5.85	1487	0.061	15	Vérifiée

**Tableau III.12. Vérification des états limite d'ouverture des fissures.**

Position	Sens	Mser Kn.m	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{adm\ st}$ (MPa)	Observation $\sigma_{st} \leq \sigma_{adm\ st}$
En travée	Selon x	9.56	14.40	201,633	vérifiée
	Selon y	3.33	1.85	201,633	vérifiée
En appuis	Selon x	4.5	12.53	201,633	Vérifiée
	Selon y	1.57	1.13	201,633	Vérifiée

- **Etat limite de déformation (la flèche) :**

**Sens x-x :**

5.  $\frac{h}{L_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ut}}{20 \cdot M_{ou}}\right) \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > 0.0425 \dots \dots \text{condition vérifier .}$

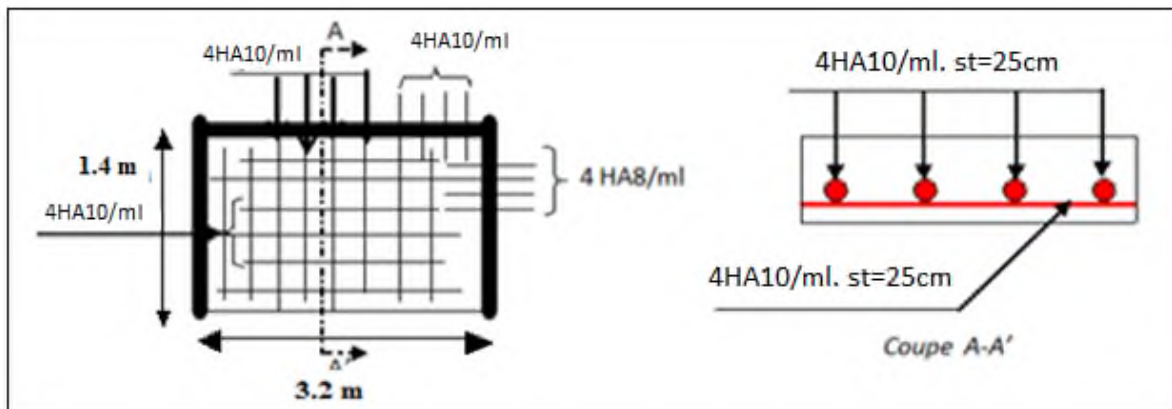
6.  $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{l}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \cdot 12} = 0.026 > 0.005 \dots \dots \text{condition vérifier}$

**Sens-Y-Y :**

7.  $\frac{H}{L_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ut}}{20 \cdot M_{ou}}\right) \Rightarrow \frac{15}{320} = 0.046 > 0.0425 \dots \dots \text{condition vérifier .}$

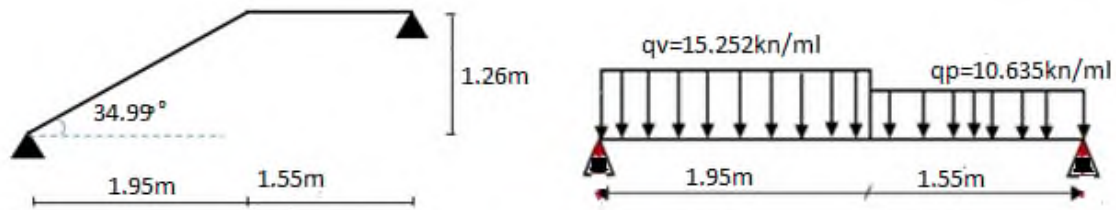
8.  $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{l}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \cdot 12} = 0.00167 < 0.005 \dots \dots \text{condition vérifier}$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.



**Figure.III.8 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis**

**III.4. Etude Des escaliers :**



**Figure III .9 vue en plan de l’escalier et schéma statique des escaliers**

Palier :  $G=5.1\text{Kn/ml}$                       Volée :  $G=8.52\text{Kn/ml}$                        $Q_{\text{escalier}} : 2.5\text{Kn/ml}$

❖ **Combinaison de charges :**

**ELU :**  $q_v^u = 1.35G + 1.5Q = 15.252\text{KN/ml}$                       **ELS :**  $q_v^s = G + Q = 11.02\text{Kn/ml}$

$q_p^u : 1.35G + 1.5Q = 10.635\text{KN/ml}$                        $q_p^s = G + Q = 7.6\text{KN/ml}$

❖ **Calcul des réaction d’appuis :**

$$F_y = 0 \leftrightarrow R_A + R_B = 1.55Q_v^u + 1.95Q_p^u \Rightarrow R_A + R_B = 46.226\text{Kn}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.8R_B + Q_p^u * 1.55(1.55/2) + Q_v^u * 1.95(1.95/2 + 1.55) = 0$$

**A’ELU :**  $R_B = 25.106\text{Kn}$                       **A’ELS :**  $R_A = 16.68\text{Kn}$

$R_A = 21.119\text{Kn}$                        $R_B = 16.59\text{Kn}$

❖ **Calcul des sollicitations :**

Se fait par la méthode des sections (RDM) les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :  $M_t = 0,85M_0$ .  $M_a = 0,5M_0$

Tableau III.13. Les sollicitations maximales dans la volée

	Réactions(KN)		$M^{\text{MAX}}$ (Kn.m)		V max KN	$M_0$ max KN.M
	A	B	Travée	Appui		
ELU	25.106	21.119	17.56	10.33	25.106	20.66
ELS	15.16	18.11	12.65	5.95	////////	14.88

- **Ferrailage :**  $d = 15 - 2 = 13\text{cm}$  ;  $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$  ;  $b = 1\text{m}$  ;  $f_{st} = 348\text{MPa}$

Tableau III.14. Résultats des ferrillages des volées

position	M	Ubu	$\alpha$	Z	Acal	Amin	Aadopte	St
travée	17.56	0.0733	0.0953	0.125	4.038	1.569	4HA12=4.52	25
appui	10.33	0.0431	0.0552	0.127	2.336	1.569	3HA12=3.39	25

❖ **Armatures de répartitions :** On a des charges réparties  $\Rightarrow$  Répartition =  $\frac{A_{\text{principale}}}{4}$

- **En travée :**  $A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{Cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01\text{Cm}^2$ ;  $St = 25\text{cm}$
- **En appuis :**  $A_r = \frac{3.39}{4} = 0.847\text{Cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01\text{Cm}^2$  ;  $St = 25\text{cm}$

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

$$V^{max}=20.12 \quad \text{KN.} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{V^{max}}{bd} = \frac{0.025106}{1 \cdot 0.13} = 0.193 \leq$$

$\bar{\tau} = \min(0.2F_c/28/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.3\text{MPa} \dots \dots \dots$  Pas de risqué de cisaillement

❖ **Espacement des armatures :**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent

- **Armatures longitudinales :**  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- **Armatures transversales :**  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELS :** La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.15. Vérification de l'état limite de compression du béton

position	$M_0$ (Kn.m)	$M_{cor}$	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
travée	14.88	12.648	3.06	5608	6.901	15	Vérifier
appui	14.88	7.44	2.514	3844	4.87	15	Vérifier

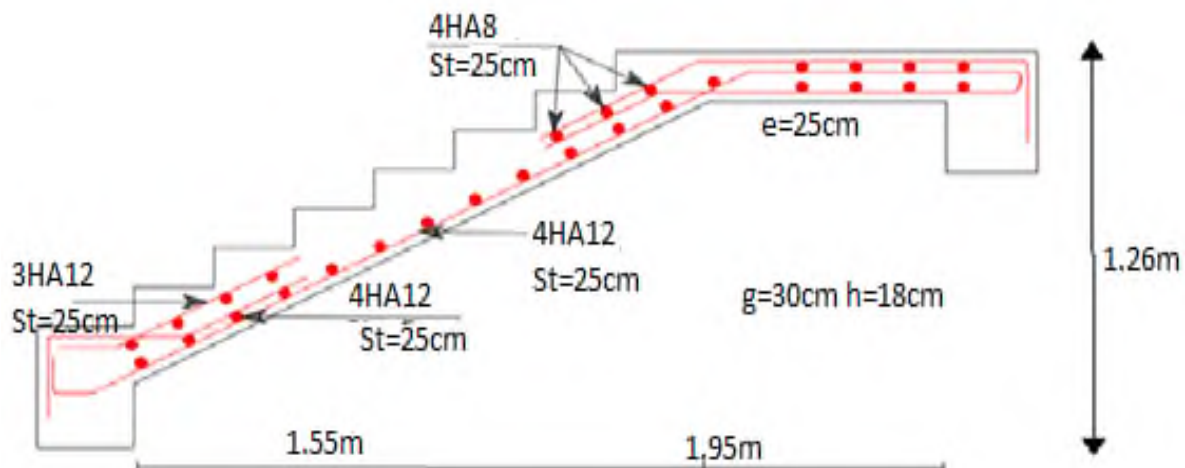


Figure III.10 Schéma de ferrailage de l'escalier

♦ **Etude de la volée 2 :** Ce type se calcul comme une console.

$G_{v2} = 8.52\text{KN/m}^2$

$Q_{v2} = 2.50\text{KN/m}^2$

L'ELU :  $\{q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_v) = 15.25 \text{ KN/m}$

A L'ELS :  $\{q_{vs} = (G_v + Q_v) = 10.67\text{KN/m}^2$

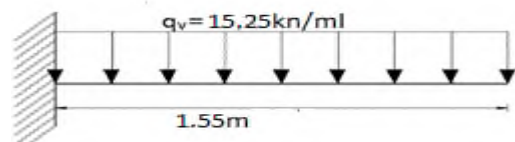


Tableau III.16. Ferrailage de poutre salière

	M (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal (Cm <sup>2</sup> )	Amin (Cm <sup>2</sup> )	Aadopte (Cm <sup>2</sup> )	V(KN)	St

ELU	18.32	0.0765	0.09	0.124	4.22	1.569	4HA12=4.52	23.64	25
-----	-------	--------	------	-------	------	-------	------------	-------	----

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Soit } A_{rép} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

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

$$V^{\max} = 23.64 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{\max}}{bd} = \frac{0.02364}{1 \times 0.13} = 0.181 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2F_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPA}) = 3.3 \text{ MPA} \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risqué de cisaillement}$$

• **Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.17. La vérification des contraintes**

Position	M <sub>0</sub> (Kn.m)	V(kN)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub>	obs.
Travée	13.23	17.08	3.39	6839	6.571	15	Vérifier

• **Vérification à la flèche :**

$$At = \frac{ht}{L} = \frac{0.15}{1.55} = 0.0967 > \text{Max}\left(\frac{1}{20}; \frac{3}{80}\right) = 0,05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

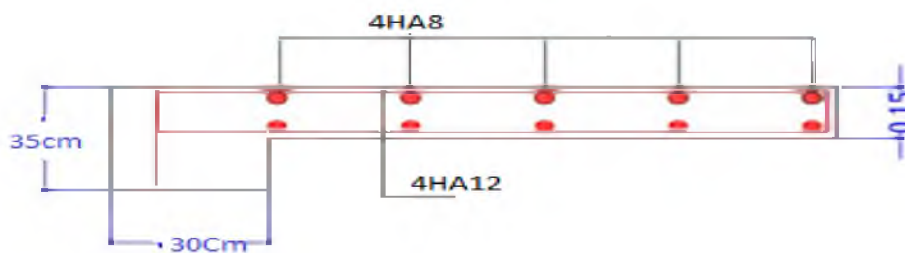
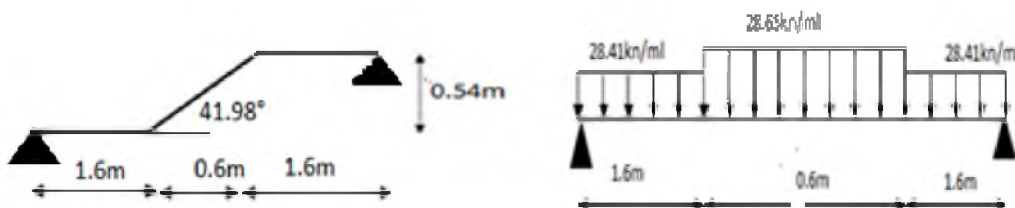


Figure3.11. Schéma de ferrailage de la volée 2

**III.4.2. Etude de la poutre brisée :**

La poutre brisée est calculée à la flexion simple et à la torsion, Elle est soumise à son poids propre, les charges transmises par la volée sous forme de réaction d'appui.

Pré-dimensionnement : il se fait en selon la condition de la flèche tout en respectant les exigences du RPA99/2003



• **Vérification des Exigences du RPA 99/2003 :**

$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$        $b = 30 \geq 30$       Les conditions sont vérifiées

• **Les charges sur la poutre :**

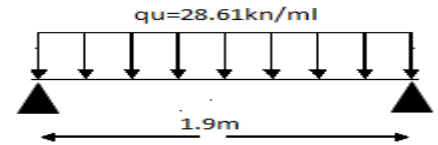
- Poids propre de la poutre :  $g_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- La charge transmise par l'escalier :  $R_B = 25.106 \text{ KN}$  ;  $R_P = 23.64 \text{ KN}$

**A L'ELU :**  $\{q_1^p = 1.35G_0 + R_b = 28.65 \text{ KN/m}^2$

$\{q_2^v = 1.35G_1 + R_p = 28.41 \text{ KN/m}^2$

**A L'ELS :**  $\{q_1^p = G_0 + R_b = 27.73 \text{ KN/m}^2$

$\{q_2^v = G_1 + R_p = 27.17 \text{ KN/m}^2$



**Charge équivalente :**  $Q_e = \sum q_i * l_i / \sum l_i$

**A L'ELU :**  $Q_e^u = 28.61 \text{ KN/m}$

**A L'ELS :**  $Q_e^s = 27.64 \text{ KN/m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	Ra(kN)	Rb(kN)	X(m)	M0(Kn.m)	Mt(Kn.m)	Ma(Kn.m)	V(KN)
ELU	54.363	54.363	1.9	51.645	43.899	25.823	54.36
ELS	50.55	44.49	1.9	49.89	42.41	24.945	/

❖ **Ferraillage :**  $d = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;  $f_{st} = 348 \text{ MPa}$

**Tableau III.18. Ferraillage de poutre brisée**

position	M	U <sub>bu</sub>	$\alpha$	Z	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>
travée	43.899	0.0946	0.124	0.314	4.017	1.195
appui	25.823	0.054	0.069	0.321	2.312	1.195

❖ **Vérification la contraint de cisaillement :**

$V^{\max} = 23.64 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{\max}}{bd} = \frac{0.02364}{1 * 0.13} = 0.181 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = \min(0.2F_c/28/\gamma_b ; 5 \text{ MPA}) = 3.3 \text{ MPA} \Rightarrow$  Pas de risqué de cisaillement

❖ **Calcul à la torsion :**

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$M_{TOR} = \frac{M_t * L}{2} = \frac{28.61 * 3.8}{2} = 54.359 \text{ Kn.ml}$

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e}$  Avec :  $e = d/6 * b = 1/6 * 0.3 = 0.05$

$\Omega = (b - e) (h - e) = 0.0875 \text{ m}^2 \Rightarrow \tau_t = \frac{54.359 * 10^{-3}}{2 * 0.0875 * 0.05} = 6.21 \text{ MPA}$

On doit vérifier :  $\tau_t = \bar{\tau} \Rightarrow \tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau^2} = \sqrt{0.181^2 + 6.21^2} = 6.21 \text{ MPA}$

$\bar{\tau} = \min(0.2F_c/28/\gamma_b ; 5 \text{ MPA}) = 3.3 \text{ MPA} \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} \rightarrow$  Pas de risqué de cisaillement

$\tau > \bar{\tau}$  N'est pas vérifier

Donc on doit augment la section  $(b * h) = (40 * 0.45) : E = 0.066 \text{ m}$

$\Omega = 0.1278 \quad \tau = 3.19 \text{ MPA} > \bar{\tau} + 3.3 \text{ MPA}$  Condition vérifier.



• **Le ferrailage**

**1. Armatures longitudinales :**

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A = \frac{M_t * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} \text{ avec } \mu: \text{Périmètre } \mu = 2(b+h) = 170\text{cm} \quad A = \frac{54.359 * 10^{-3} * 1.7 * 1.15}{2 * 0.1278 * 400} = 5.58\text{cm}^2$$

**2. Armatures transversales :**

On opte  $St = 20\text{cm}$  en travée et  $St = 10\text{cm}$  en appui.  $A_t = \frac{M_{tor} * St * \gamma_s}{2 * f_e * \Omega} \Rightarrow \begin{cases} A_t = 1.2\text{cm}^2 \\ A_t = 0.61\text{cm}^2 \end{cases}$

- **Condition de non fragilité :** sachant que  $b=40\text{cm}$   $h=45\text{cm}$

$$A_{min} = 0.23 * b * h * f_{t28} / f_e = 0.23 * 0.4 * 0.45 * 2.1 / 400 = 2.174\text{cm}^2$$

- **Ferrailage final de la poutre brisée :**

En travée :  $A = A_l + A_t = 5.58/2 + 4.02 = 6.81\text{cm}^2 \Rightarrow$  soit :  $3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 4.62 + 3.39 = 8.01\text{cm}^2$

En appui :  $A = A_l + A_t = 5.58/2 + 2.312 = 5.10\text{cm}^2 \Rightarrow$  soit :  $6\text{HA}12 = 6.97\text{cm}^2$

- **Section d'armature transversale à prendre**

$$A = 1,2 + 0,61 = 1,81\text{cm}^2 \rightarrow \text{On choisit : } 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$$

- **Vérifications à l'ELS :**

**Tableau III.19. Vérifications des états limites de compression du béton**

Position	$M_{ser}$ (Kn.m)	V(kN)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Travée	42.41	54.36	21.11	330445.5	2,79	15	Vérifier
Appui	24.945	54.36	24.66	411067.7	1,496	15	Vérifier

- **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 * M_0}\right) \Rightarrow \frac{450}{380} = 1.18 > 0.085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00536 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

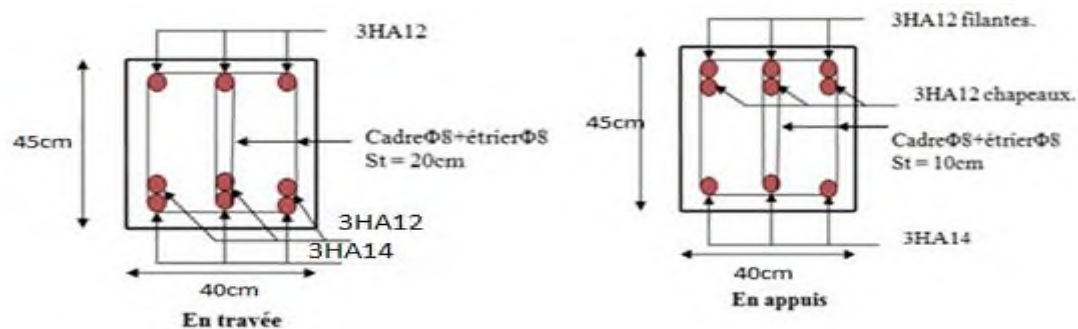


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre brisée



**III.5. L'acrotère**

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration préjudiciable dans ce cas le calcul se fait à L'ELU et à L'ELS en flexion composé pour un bande 1m linéaire

La surface de l'acrotère :  $S_{acr}=0,07935$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = \rho * S_{acr} * 1m = 25 * 0,07935 * 1m = 1,984 \text{kn/ml}$$

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{kn/ml}$

Poids d'enduit extérieur (ciment  $e=1.5\text{cm}$ ) :

$$G = 20 * 0.015 * 0.6 * 1 = 0.18 \text{kn}$$

Le poids totale  $W_p = G_1 + G_2 = 10.984 + 0.18 = 2.164 \text{kn}$

- **La Force sismique horizontale  $F_p$  qui est donne par formule :**  $F_p = 4 * A * C_p * W_p$

$F_p$  : la force sismique

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

$C_p$  : facteur de force horizontale

$W_p$  : poids propre de l'acrotère

Dans notre cas on a : Zone IIa, Groupe 2  $a=0.15$

$C_p=0.8$

Donc :  $F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.164 = 1.039 \text{kn}$

**L'acrotère soumis :**

$$N_G = G * 1 + 1.984 * 1 = 1.984 \text{KN}$$

$$M_G = 0 \text{KN}$$

$$N_Q = 0 \text{kn}$$

$$M_Q = Q * h = 1 * 0.6 = 0.6 \text{kn}$$

$$N_{EP} = 0 \text{kn}$$

$$M_{Fp} = F_p * 2 * \frac{h}{3} = 1.039 * 2 * \frac{0.6}{3} = 0.4156$$

Figure III.20. Tableau calcul de sollicitation de l'acrotère

	ELA	ELU	ELS
Combinaison	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
$M_u$	1.0156	0.9	1.984
$N_u$	1.984	2.68	0.6

- ❖ **Calcul de ferrailage :**

Le calcul de ferrailage se fait par une section rectangulaire (100\*10) cm<sup>2</sup>

- ✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.68} = 0.336 \text{m} \quad \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.03 = 0.02 \quad e_u = 0.336 \text{m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{m}$$

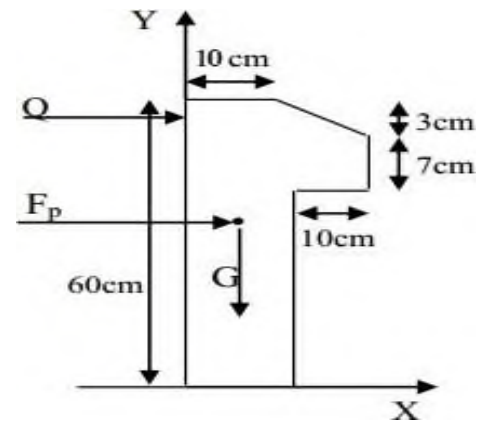


Figure III.13. Coupe transversale de l'acrotère.

Alors le centre de pression se trouve à l'extérieur de noyau central, Donc la section est partiellement comprimée de plus « N » est un effort de compression, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumis  $M_u = N_u * e$ .

✓ **Calcul en flexion simple :**

$$\mu_b u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{954}{100 * 7^2 * 14.2} = 0.0137 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ ( la section est simplement Armée).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 0.0172$$

$$Z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0.0695 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_u}{Z f_{st}} = \frac{0.954}{0.0695 * 348} = 0.394 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N}{f_{st}} = 3.944 * 10^{-5} - \frac{0.00268}{348} = 3.17 * 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.317 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_t}{f_e} = 0.23 * 100 * 7 * \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

On remarque  $A < A_{\min}$  donc on prend  $A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$

On choisit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

✓ **Armatures de répartition :**  $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{2.01}{4} \leq A_r \leq \frac{2.01}{2} = 0.502 \leq A_r \leq 1.005$

On prend  $A_r = 3 \text{ HA}8 = 1.5 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement :** Armatures principales :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow$  on opte  $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \rightarrow$  on opte  $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérification au cisaillement :** L'acrotère est exposé Aux intempéries (Fissuration préjudiciable)

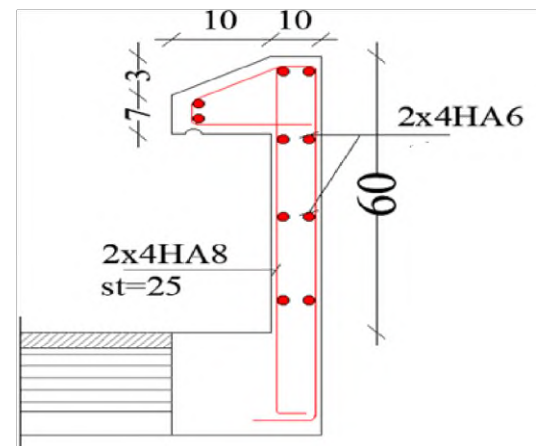
$$V_u = 1.5 * Q = 1.5 * 1 = 1.5 \text{ MAP} \Rightarrow \tau = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.0015}{1 * 0.07} = 0.0214 \text{ MAP}$$

$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 * f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots$  pas de risque de cisaillement

✓ **Situation accidentelle :**  $V_u = Q + F_p = 1.5 + 1.039 = 2.539 \text{ kn}$

$$\tau = \frac{253.9}{1 * 0.07} = 0.0369 \text{ MAP} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MAP} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifier

Figure III.15. : schéma de ferrailage de l'acrotère

**III.6. Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a déterminé les sections d'aciers nécessaires pour les éléments non structuraux. Notre projet comprend deux types de dalle pleine, étudiée et ferrillée avec les sollicitations les plus défavorables. Notre structure présente un seul type d'escaliers, qui ont été étudiés et ferrillés. La poutre brisée a été étudiée sous des sollicitations de flexion et de torsion ainsi pour la poutre de chaînage qui a été étudiée en flexion simple. L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles en vigueur.

**IV.1. Introduction :**

L'objectif de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on utilise un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple (ETABAS2016) avec modélisation qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

**IV.2. Choix de la méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ◆ Méthode statique équivalente.
- ◆ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ◆ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

**IV.2.1. Méthode statique équivalente :**

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme par un système de force statique fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

**IV.2.2. Méthode d'analyse modales spectrale :**

Dans cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**IV.3. Calcul de la force sismique  $V_{St}$  :**

à la base du bâtiment.

A : coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Q : facteur de qualité.

**IV.3.1. Paramètres utilisée pour l'étude sismique :**

- ❖ Coefficient d'accélération de la zone « A » :  $\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage: 2} \\ \text{Zone sismique: IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A=0.15$
- ❖ Facteur d'amplification dynamique moyen « D » : Qui est en fonction de la catégorie de site, de l'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3S \end{array} \right\}$$

**Avec :** T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. RPA 99 (Tableau 4.7)  
On a un sol meuble (site S3) T<sub>2</sub>=0.5 s.

❖ **Facteur de correction d'amortissement η :** donnée par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (**RPA99/version2003**). Pour notre structure, on

a un remplissage dense et un système mixte :  $\xi=8.5\%$   $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 > 0.7$

❖ **Calcul de la période fondamentale de la structure : « T » :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques).

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{ll} T = C^t H^{\frac{3}{4}} & \text{RPA99/2003 (formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{l}} & \text{RPA99/2003 (formule 4 - 7)} \end{array} \right.$$

C<sup>t</sup>=0,05 : coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et de remplissage

(Tableau 4.6 du RPA99/2003) : L<sub>x</sub>=20.90m L<sub>y</sub>=18.10m H=27.54m

T<sub>x</sub>=min (0.542 ;0.602) =0.542s T<sub>y</sub>=min (0.582 ;0.602) =0.582s

Ce qui donne pour les deux sens : T<sub>2</sub> ≤ T ≤ 3s ⇒  $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \begin{cases} D_x = 1.93 \\ D_y = 1.84 \end{cases}$

❖ **Facteur de qualité « Q » :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$  RPA99/2003 (Formule (4-4))

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.**

N°	Critère (q)	Obs	Pq sens xx	Obs	Pq sens yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0.05	Oui	0
2	Redondance en plan	NON	0.05	OUI	0
3	Régularité en plan	OUI	0	NON	0.05
4	Régularité en élévation	OUI	0	OUI	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

donc  $\begin{cases} Q_x = 1,1 \\ Q_y = 1.05 \end{cases}$

❖ **Poids total de la structure « W » :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :  $W = \sum_1^I W_i$  Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$   
 $W_{Gi}$  : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles Solidaires de la structure

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge

$$\text{D'exploitation } \beta \begin{cases} 0.2 \text{ Pour étage à usage d'habitation} \\ 0.3 \text{ Pour étage à usage commercial} \end{cases}$$

➤ Obtenue à partir du logiciel  $\Rightarrow W = 40930,3605 \text{ KN}$ .

❖ **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction  $\Rightarrow R = 5$ .

La force sismique totale à la base de la structure est :  $V_{St} = \frac{AD(x,y)QW}{R} = \begin{cases} V_{Stx} = 2617,3 \text{ KN} \\ V_{Sty} = 2475,47 \text{ KN} \end{cases}$

**VI.3.2 Spectrale de réponse de calcul :**

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante (RPA99/2003) :

$$\frac{S_\alpha}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots \dots T_2 \leq T \leq 3,00s \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) \dots \dots T > 3,00s \end{cases}$$

$S_\alpha/g$  : Accélération spectrale.

$g$  : Accélération de la pesanteur =  $9.81 \text{ m/s}^2$

$T$  : période fondamentale de la structure.

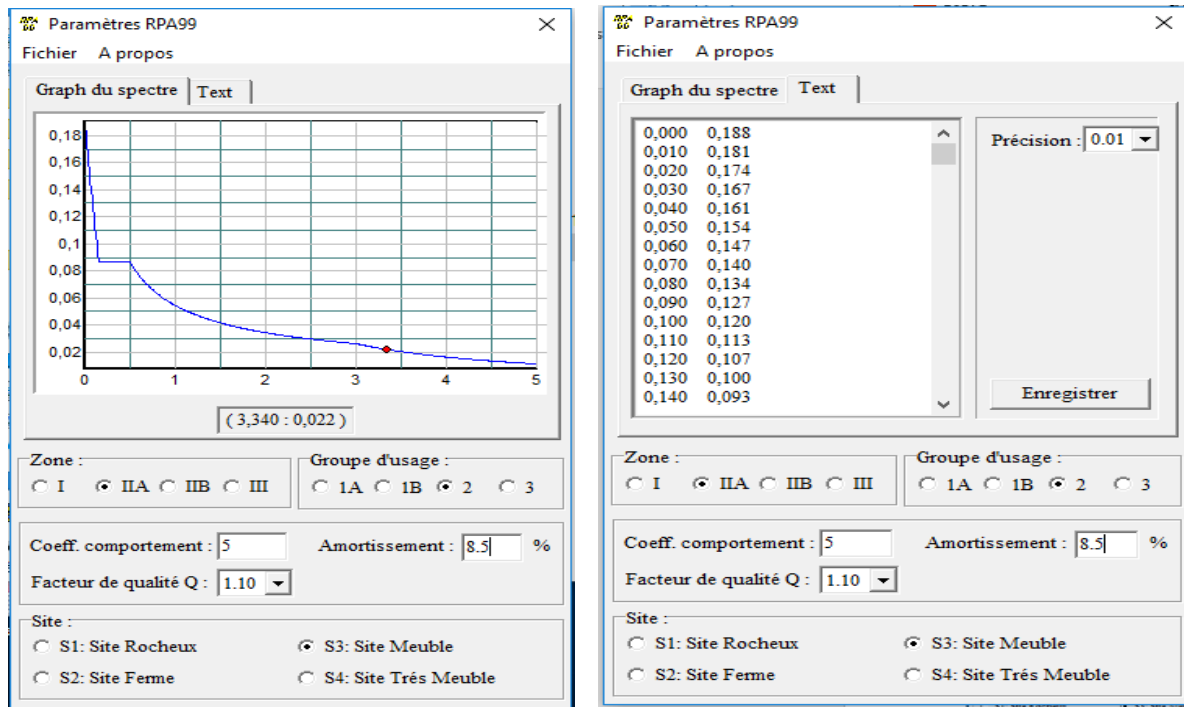


Figure IV.1. La courbe de Spectre de réponse R=5

IV.4. Résultats Obtenue

IV.4.1. Disposition des voiles de contreventement :

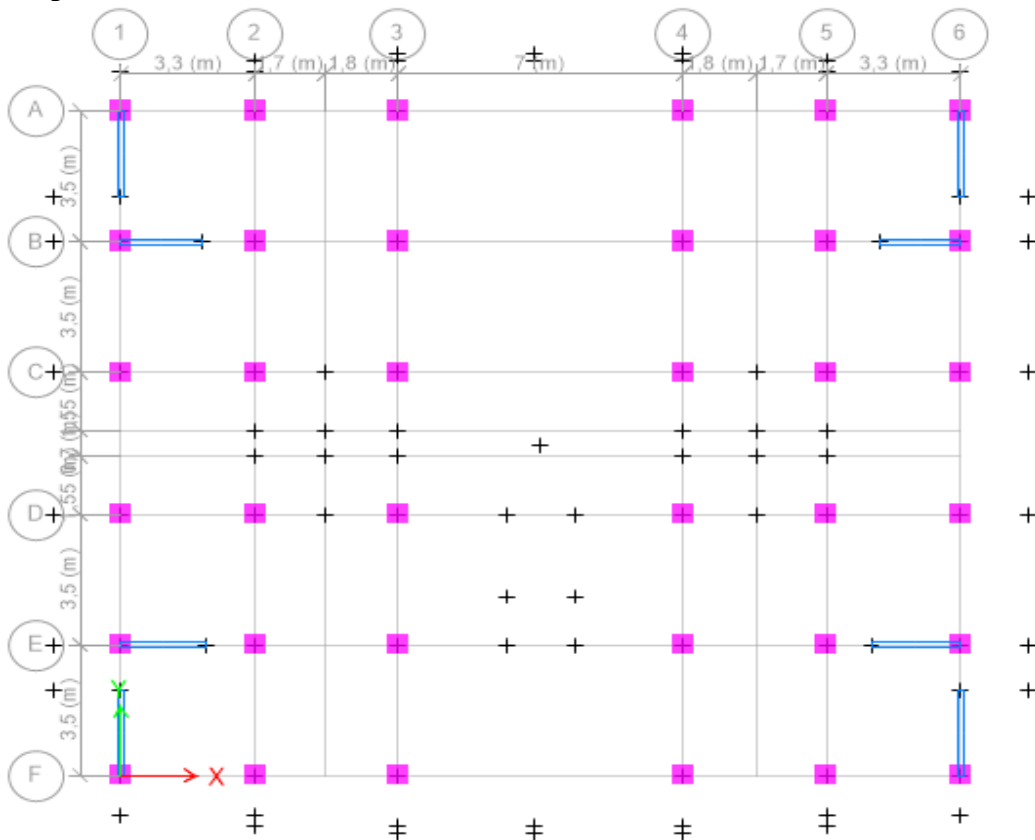


Figure IV.2. Plans de disposition des voiles

IV.4.2. Taux de participation des masses :

Le tableau suivant résume les résultats donnés par l'ETABS

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure

Mode	période	Ux	Uy	Som Ux	Som Uy
1	0,639	0,0015	0,6473	0,0015	0,6473
2	0,613	0,6529	0,0015	0,6543	0,6488
3	0,57	0,00004943	0,00000673 6	0,6544	0,6488
4	0,194	0,0012	0,1341	0,6556	0,7829
5	0,192	0,1345	0,0013	0,7902	0,7841
6	0,17	0,0005	0	0,7906	0,7841
↓	↓	↓	↓	↓	↓
14	0,042	0,00000190 5	0,0255	0,892	0,9008
15	0,035	0,0004	0	0,8923	0,9008
16	0,034	0,0122	0	0,9045	0,9008

IV.4.3. Les modes de vibrations :

✚ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.  $T_y = 0.639s$

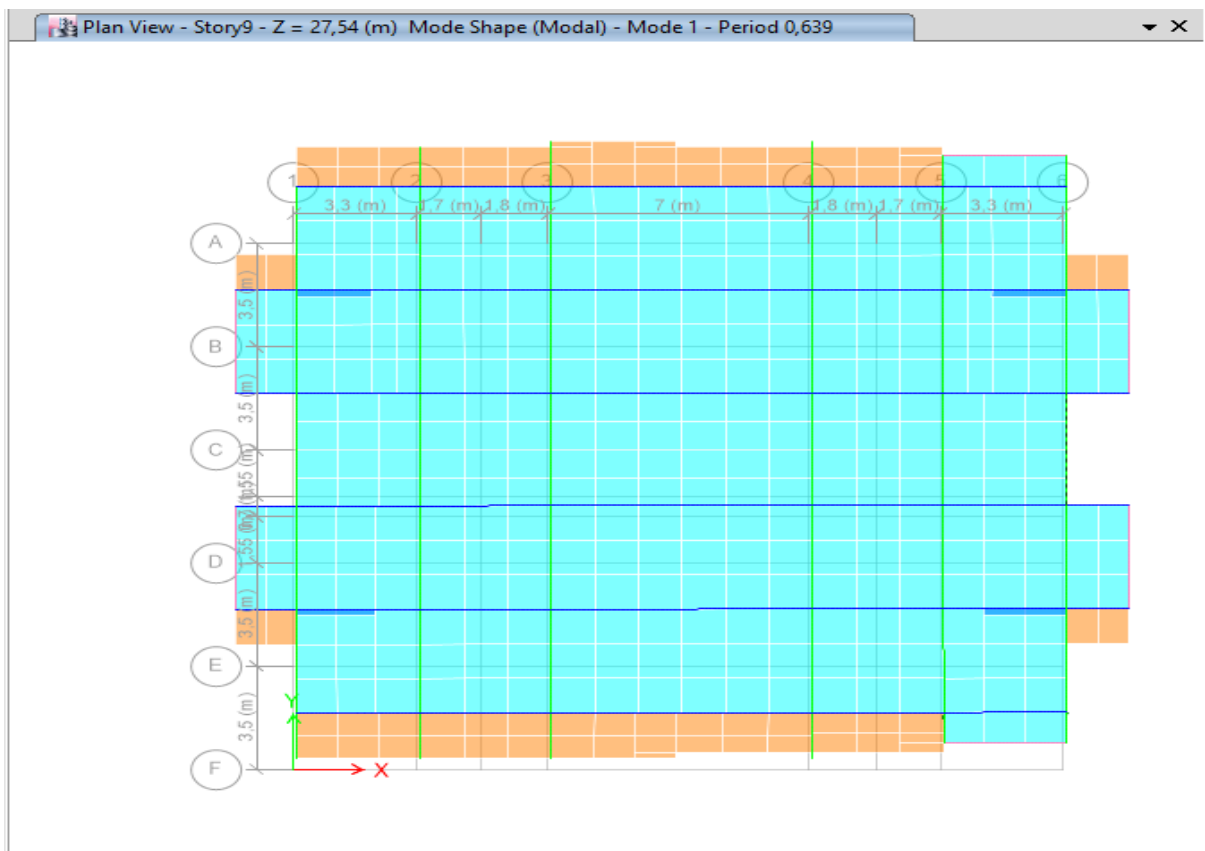


Figure IV.3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).



Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.  $T_x = 0.613s$

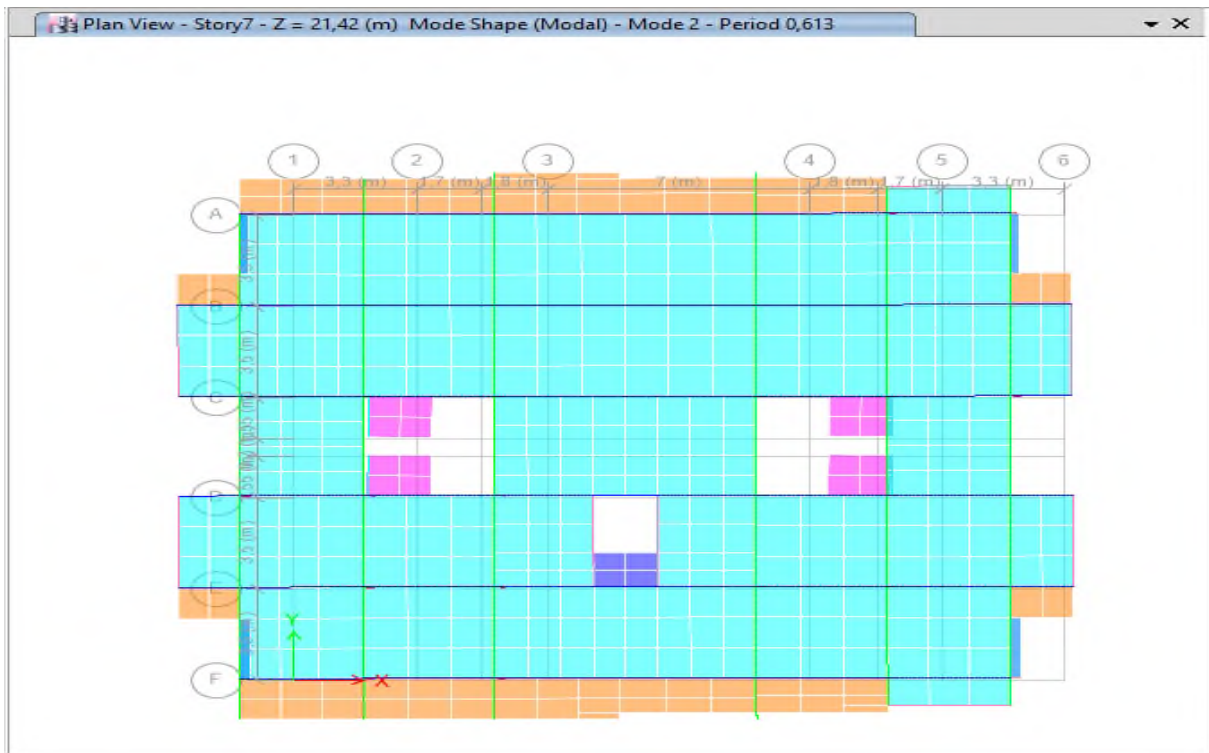


Figure IV.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le troisième mode est un mode de rotation suivant l'axe Z-Z.  $T_z = 0.57s$

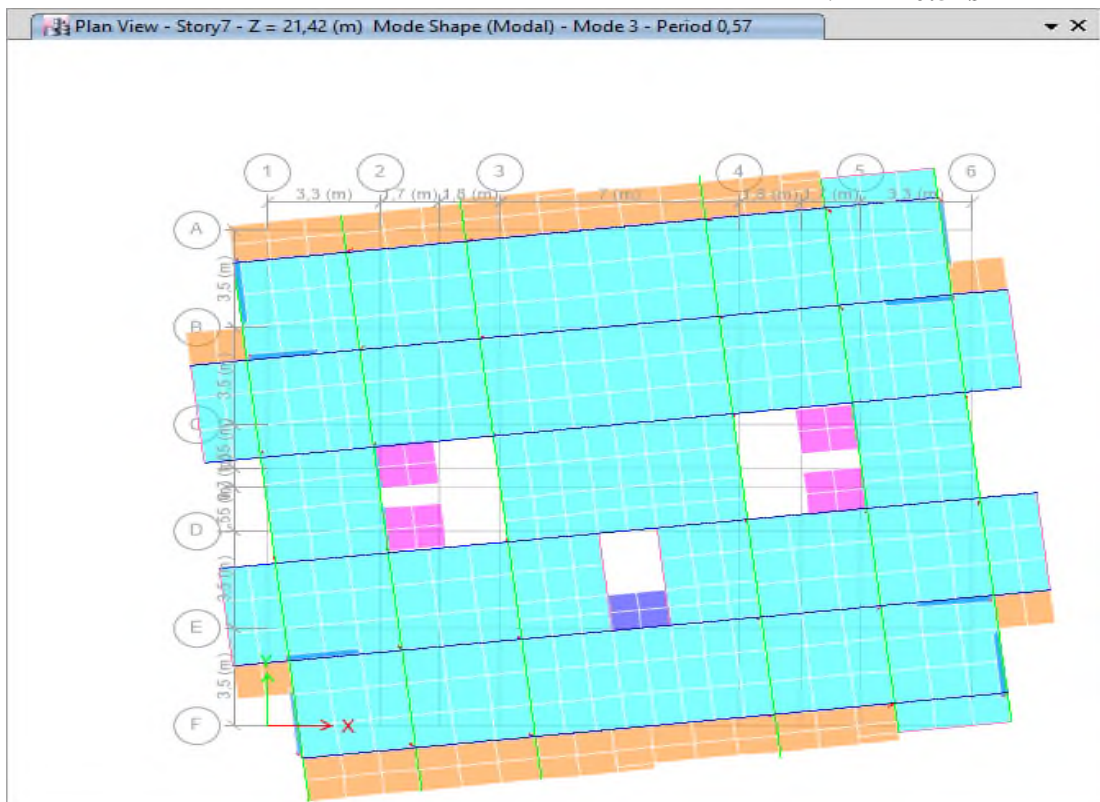


Figure IV.5. Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).

**IV.5.Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :**

**IV.5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques**

Justification de l'interaction voiles-portiques RPA99 (Art.3.4.4). Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3. Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.**

Niveaux	<u>Sous charge horizontale</u>							
	$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voile}} \geq 25\%$				$\frac{\Sigma F_{voile}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voile}} \leq 75\%$			
	Sens xx				Sens yy			
	Portique	Voile	P%	V%	Portique	Voile	P%	V%
7	356,5905	195,0352	0,64	0,35	324,3268	216,8154	0,59	0,40
6	565,0758	192,6251	0,74	0,25	494,9835	216,2467	0,69	0,30
5	601,1479	416,1889	0,59	0,40	524,4277	423,5151	0,55	0,44
4	870,222	389,9944	0,69	0,30	728,0986	443,3979	0,62	0,37
3	847,1952	622,8149	0,57	0,42	669,4763	670,8114	0,49	0,50
2	1046,3822	568,5208	0,64	0,35	839,9308	654,0593	0,56	0,43
1	912,708	826,3055	0,52	0,47	726,3005	899,208	0,44	0,55
RDC	986,0751	869,3575	0,53	0,46	713,0831	1063,861	0,40	0,59
	<u>Sous charge verticale</u>							
	$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voile}} \geq 80\%$				$\frac{\Sigma F_{voile}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voile}} \leq 20\%$			
	Charge verticale (KN)				Charge verticale%			
	portique		voiles		portique		voiles	
7	-4030,7102		-871,8509		0,822164195		0,177835805	
6	-8051,3858		-1645,2912		0,830324223		0,169675777	
5	-12109,6752		-2456,5027		0,831355712		0,168644288	
4	-16477,0391		-3082,8103		0,842390898		0,157609102	
3	-20737,5179		-3792,4412		0,845395535		0,154604465	
2	-25381,3535		-4253,1105		0,856480937		0,143519063	
1	-29868,6424		-4857,4451		0,860121152		0,139878848	
RDC	-34878,0936		-5085,9088		0,872737752		0,127262248	

**IV.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue  $V_{dy}/V_{st}$  ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports sont résumés dans le tableau suivant :  $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$  dans les deux sens.

**Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.**

	$V_{dyn}$	$0,8V_{sta}$	$0.8V_{st}/V_{dy}$
Sens x-x	1941,4475	2093,84	1,08
Sens y-y	1897,4218	1980,376	1,05

• **Commentaire :**

Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

**IV.5.3 Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : 
$$\nu = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

Tel que :

- ✦  $N$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- ✦  $B$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

**Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit**

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	N(KN)	$\nu$	Observation
Sous-sol RDC	3025	2227.2651	0.295	Vérifiée
POT1+2	2500	1578.0726	0.252	Vérifiée
POT3+4	2025	1022.0991	0.202	Vérifiée
POT6+5	1600	578.9613	0.145	Vérifiée
POT7	1225	209.0247	0.068	Vérifiée

**IV.5.4. 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 déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \quad \text{Avec :} \quad \delta k = R * \delta ek$$

Tel que :

- ✓  $\delta k$ : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure (art4.4.3)
- ✓  $\delta ek$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

Le tableau ci-dessous résume les valeurs obtenues :

**Tableau IV.6. Vérification de déplacement inter-étages**

story	XX				YY		
	Hk(mm)	$\delta k$ (mm)	$\delta k-1$ (mm)	$\Delta k$ (mm)	$\delta k$ (mm)	$\delta k-1$ (mm)	$\Delta k$ (mm)
7	3060	51,015	45,055	5,96	52,705	46,425	6,28
6	3060	45,055	38,69	6,365	46,425	39,78	6,645
5	3060	38,69	31,675	7,015	39,78	32,525	7,255
4	3060	31,675	24,46	7,215	32,525	24,965	7,56
3	3060	24,46	17,105	7,355	24,965	17,29	7,675
2	3060	17,105	10,29	6,815	17,29	10,145	7,145
1	3060	10,29	4,295	5,995	10,145	4,07	6,075
RDC	3060	4,295	0,42	3,875	4,07	0,445	3,625

**IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : 
$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau " k-1"

$h_k$ : hauteur de l'étage "k"

**Tableau IV.7. Vérification de l'effet P-Delta**

Story			Xx			Yy		
	P(KN)	Hk(mm)	Vx	Dk(mm)	$\theta_k$	Vy(KN)	Dk(mm)	$\theta_k$ (mm)
7	4422,3591	3060	546,482	5,96	0,01576169	529,4283	6,28	0,017142931
6	8661,0075	3060	917,867	6,365	0,01962751	875,9089	6,645	0,021472521
5	12899,655	3060	1241,30	7,015	0,02382349	1180,4391	7,255	0,025908993
4	17255,349	3060	1510,78	7,215	0,02692998	1434,5764	7,56	0,02971669
3	21617,027	3060	1729,977	7,355	0,03003424	1640,3053	7,675	0,033054321
2	26098,026	3060	1896,425	6,815	0,03064899	1795,8152	7,145	0,033933357
1	30579,025	3060	2013,764	5,995	0,02974970	1904,8876	6,075	0,031869785
RDC	35204,609	3060	2084,355	3,875	0,02138838	1972,3544	3,625	0,021144682
SSOL	40930,36	3060	2097,792	0,42	0,00267800	1992,1962	0,445	0,002987804

**IV.6. Conclusion :**

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme les résultats obtenus sont acceptable en terme de période déplacements et efforts sismique.

**V.1 Introduction :**

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations

**V.2 Etude des poteaux :**

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 ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{array}{ll} * 1.35G + 1.5Q & ; * G + Q \\ * G + Q \pm E & ; * 0.8G \pm E \end{array}$$

**V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003 :****1. Les armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% \times b_1 \times h_1$  en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

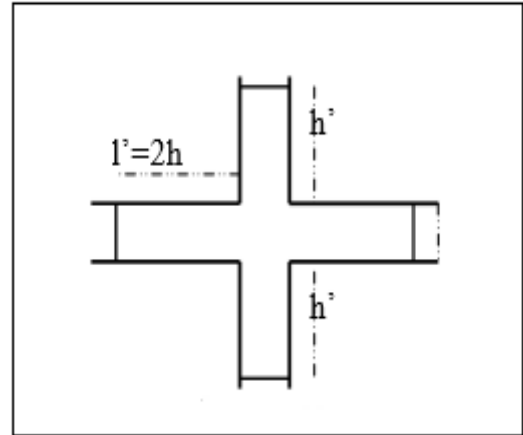
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : La hauteur d'étage.

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.



Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
<i>Sous-sol RDC</i>	55×55	24,2	121	181.5
<i>1 et 2 étages</i>	50×50	20	100	150
<i>3 et 4 éme étages</i>	45×45	16,2	81	121.5
<i>5 et 6 éme étages</i>	40×40	12.4	64	96
<i>7éme étages</i>	35×35	9.8	49	73.5

**2. Les armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$

RPA99/version2003 (Art 7.4.2)

Avec :  $V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ .
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ .

Où :  $\Phi_L^{\text{min}}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :  $A_t^{\text{min}}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elencement géométrique du poteau } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi$  min.

**V.2.2 Sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau.V.2. Les sollicitations dans les poteaux.**

Section	$N_{max}$ →		$N_{min}$ →		$M_{max}$ →		$V_u$ (KN)
	$M_{cor}$		$M_{cor}$		$N_{cor}$		
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
55×55	2154,37	15,34	109,9504	83,0739	100,962	1065,7331	84,7758
50×55	1576,3582	37,7232	25,1968	88,4175	109,7214	724,6601	113,4148
45×45	1027,6616	53,6886	107,6734	75,4778	105,4756	544,1045	102,5336
40×40	579,6737	59,262	48,7102	50,5593	86,0605	294,6211	61,5467
35×35	208,6936	33,5181	22,894	30,6883	63,9788	165,5762	17,9684

**V.2.3 Ferrailage des poteaux :**

• **Exemple de calcul :**

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

**V.2.3.1 Armatures longitudinale :**

Soit le poteau RDC (55×55) cm<sup>2</sup> : b = 55 cm ; h = 55 cm ; d = 52 cm ; d' = 3 cm.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{Acier Fe E400} \quad ; \quad f_{bu} = 18,45 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentelle.}$$

**a) Calcul sous :  $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corres}}$**

$$N_{\max} = 2154,37 \text{ KN. } M_{\text{corres}} = 15,34 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{15,34}{2154,37} * 100 = 0,71 < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ Cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d + h/2) = 543,16 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 512,48 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d) b * h * f_{bu} = 691,79 \text{ KN.m}$$

$$691,79 \text{ KN.m} > 512,48 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple  $M_{ua}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{543,16 * 10^{-3}}{0,55 * 0,52^2 * 14,2} = 0,257 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \epsilon_l = 1,74 * 10^{-3}, \alpha_l = 0,667$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_l = 0,8, \alpha_l (1 - 0,4, \alpha_l) = 0,329$$

$$\text{On : } \mu_{bu} = 0,257 < \mu_l = 0,329 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de } A = A_1 = \frac{M_{ua}}{Z * f_{st}} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 0,379 \quad Z = d(1 - 0,4 * \alpha) = 0,441 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z * f_{st}} = \frac{542,12 * 10^{-3}}{0,441 * 348} = 35,32 \text{ Cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{f_{st}} = 3,532 * 10^{-3} - \frac{2150,81 * 10^{-3}}{348} = -2,648 * 10^{-3} \text{ m}^2 = -26,48 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira}$$

**b) Calcul sous  $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corres}}$**

$$N_{\min} = 103,962 \text{ KN.m. } M_{\text{corres}} = 1065,7331 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{100,962}{1065,73} * 100 = 9,47 \text{ Cm} < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ Cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d + h/2) = 362,06 \text{ KN.m}$$



$$N_u(d - d') - M_{UA} = 160.14 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d) b \cdot h \cdot f_{bu} = 691.79 \text{ KN.m}$$

$$691.79 \text{ KN.m} > 160.42 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple  $M_{ua}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{361.79 \cdot 10^{-3}}{0.55 \cdot 0.52^2 \cdot 14.2} = 0.171 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}, \alpha_l = 0.667$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_l = 0.8, \alpha_l(1 - 0.4, \alpha_l) = 0.329$$

$$\text{On : } \mu_{bu} = 0.171 < \mu_l = 0.329 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de } A = A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \cdot f_{st}} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 0.236 \quad Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.447 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \cdot f_{st}} = \frac{361.79 \cdot 10^{-3}}{0.447 \cdot 348} = 23.25 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f \frac{N}{f_{st}} = 2.325 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1067.73 \cdot 10^{-3}}{348} = 7.366 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.366 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira}$$

**c) Calcul sous  $M_{max} \Rightarrow N_{corres}$**

$$N_{cor} = 100.96 \text{ KN}. \quad M_{max} = 1065.73 \text{ KN.m}$$

$$E_G = \frac{M}{N} = \frac{1065.73}{100.96} \cdot 100 = 10.55 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  Le centre de pression est à l'extérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d + h/2) = 110.01 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = \text{KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d) b \cdot h \cdot f_{bu} = \text{KN.m}$$

$$691.79 \text{ KN.m} > 160.42 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple  $M_{ua}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{361.79 \cdot 10^{-3}}{0.55 \cdot 0.52^2 \cdot 14.2} = 0.171 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}, \alpha_l = 0.667$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_l = 0.8, \alpha_l(1 - 0.4, \alpha_l) = 0.329$$

$$\text{On : } \mu_{bu} = 0.171 < \mu_l = 0.329 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de } A = A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \cdot f_{st}} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 0.236 \quad Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.447 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \cdot f_{st}} = \frac{361.79 \cdot 10^{-3}}{0.447 \cdot 348} = 23.25 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f \frac{N}{f_{st}} = 2.325 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1067.73 \cdot 10^{-3}}{348} = 7.366 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.366 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira}$$

Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A'cal (cm <sup>2</sup> )	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin Cal (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	Adopte (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol RDC	55×55	0	3.23	3.453	24,2	16 HA14 =24.63
1et2 éme étages	50×50	0	5.46	2.837	20	8HA14+8HA12=21.37
3et 4éme étages	45×45	0	4.04	2.282	16,2	8HA14+4HA12=16.84
5 et 6éme étages	40×40	0	3.58	1.787	12.4	8HA14 =12.32
7éme étages	35×35	0	4.53	1.352	9.8	8HA14 =12.32

V.2.3.2 Armatures transversales :

➤ Exemple de calcul

le poteau (55×55): Soit :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = \frac{0,7 \times 3,06}{0,55} = 3,89 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D' où : A_t = \frac{3,75 \times 84.7758 \times 10^{-3} \times 15}{55 \times 400} \times 10^4 = 2,16 \text{ cm}^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \phi_{l \max} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\phi_{l \min} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_{l \min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ La quantité d'armature minimale :

On a  $3 < \lambda g < 5$  , d' où :

- Dans la zone nodale :  $A_r^{\min} = 0,5\% (t \times b)$
- Dans la zone courante :  $A_r^{\min} = 0,5\% (t \times b)$

V.2.3.3 Résultats du calcul des armatures transversales :

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	S- sol et RDC	1 et 2 étages	3 et 4 étages	5 et 6 étages	7 étages
Section (cm <sup>2</sup> )	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
$\phi_{l \max}$ (cm)	1,4	1,4	1,4	1,6	1,2
$\phi_{l \min}$ (cm)	1,4	1,4	1,2	1,6	1,4

$L_0$ (cm)	3.069	3.06	3.056	3.06	3.06
$L_f$ (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	3.894	4.284	4.76	5.355	6.12
$\rho_a$	3,75	3,75	3,75	2.5	2.5
$Vu$ (kn)	84.7758	113.4148	102.5336	61.5467	17.9684
$L_r$ (cm)	56	56	56	64	48
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15	15
$A_{cal}^t$ (cm <sup>2</sup> )	2,16	3.18	3.20	1.44	0.48
$A_{min}^t$ (cm <sup>2</sup> )z.nodale	4.125	3,75	3,375	3	2,625
$A_{min}^t$ (cm <sup>2</sup> )z.courante	4.125	3.75	3.375	3	2.625
$A_{adopte}^t$ (cm <sup>2</sup> )	6,28	6,28	6,28	4.02	4.02
Nombre des cadres	6T10	6T10	6T10	4T8	4T8

**V.2.4 Vérifications :**

**a) Vérification au flambement**

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

➤ **Exemple de calcul :** On prend pour exemple le poteau de (55×55) :

$l_0 = 3.06m$  et  $N_{max} = 2154.37KN$ .

$$N_{max} \leq N_d = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{Tel que : } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases} \text{ Coefficients de sécurité béton, acier.}$$

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

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 \times l_0 = 2,142m$ )

$i$  : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,55^2}{12}} \Rightarrow i = 0,158m$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$\lambda$  élancement du poteau prise :  $\lambda = 3,46 \times l_f / b$  ..... poteau rectangulaire  
 $\lambda = 4 \times l_f / b$  ..... poteau circulaire

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{2,142}{0,55} = 13,47 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0.2 \left(\frac{13,47}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,825.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (55 - 2) \times (55 - 2) = 3074cm^2 = 0,2809m^2$$

$$N_d = 0,825 \times \left[ \frac{0,2809 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 24,63 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 4998.30KN$$

$$N_{max} = 2154.37 \text{ IKN} < N_d \rightarrow \text{Pas de risque de flambement}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5. Justification de l’effort normal ultime et l’effort normal maximum**

Niveau	Section (m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	N <sub>max</sub> (KN)	Obs
S- Sol RDC	55×55	3.06	2.142	13.47	0,825	24.63	0,2809	4998.30	2150.8091	vérifiée
1 et 2	50×50	3,06	2.142	14.82	0,820	21.37	0,2304	4108.176	1576.3582	vérifiée
3 et 4 étages	45×45	3.06	2.142	16.47	0,814	16.84	0,1849	3263.98	1027.6616	vérifiée
5 et 6 étages	40×40	3.06	2.142	18.52	0,805	16.08	0,1444	2602.86	579.6737	vérifiée
7 étages	35×35	3.06	2.142	21.17	0,792	12.32	0,1089	1936.59	208.6936	vérifiée

On voit bien que  $N_{max} < N_u$  pour tous les niveaux de cette structure, donc il n’y pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes de compression**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc1, 2} \leq \overline{\sigma_{bc}} ; \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15MPa \text{ tel que :}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \quad \text{béton fibre inférieure}$$

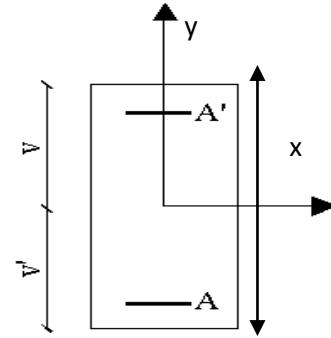
$$S = b \times h + 15(A + A') \quad (\text{section homogène})$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :



**Figure V.2** Section d'un poteau

**Tableau V.6** Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	S-sol+ RDC	1 et 2 étages	3 et 4 étages	5 et 6 étages	7 étages
Section (cm <sup>2</sup> )	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
d (cm)	52	47	42	37	32
A (cm <sup>2</sup> )	24.63	21.37	16.84	16.08	12.32
S (m <sup>2</sup> )	0.3394	0.2820	0.2277	0.1841	0.1410
V (cm)	30.17	27.50	24.67	22.23	19.39
V' (cm)	24.83	22,5	20.33	17.77	15.61
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0.01448	0.0128	0.00645	0.00421	0.002437
N <sub>ser</sub> (KN)	1753.36	1293.528	890.211	532.676	191.71
M <sub>ser</sub> (KN.m)	14.79	37.87	35.033	31.8	31.17
M <sub>serG</sub> (MN.m)	0,0616	0,07019	0.08105	0.04367	0.03479
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	5.16	7.74	3.91	2.89	1.36
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	5.16	4.58	3.91	2.89	1.36
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

**b) Vérification aux des sollicitations tangentes**

Selon le RPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
S- Sol RDC	3025	214.2	3.894	0,04	52	84.77	0.296	1	vérifiée
1 et 2 étages	2500	214.2	4.284	0,04	47	113.41	0.482	1	vérifiée
3 et 4 étages	2025	214.2	4.76	0,04	42	102.53	0.542	1	vérifiée
5 et 6 étages	1600	214.2	5.355	0,075	37	61.55	0.461	1.875	vérifiée
7 étages	1225	214.2	6.12	0,075	32	17.96	0.165	1.875	vérifiée

**V.2.5 Dispositions constructives :**

- **Longueur des crochets :**  $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$

- **Longueur de recouvrement :**

$L_r \geq 40 \times \phi :$

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$

*On adopte:*  $L_r = 65 \text{ cm.}$

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

*On adopte:*  $L_r = 60 \text{ cm.}$

$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

*On adopte:*  $L_r = 50 \text{ cm.}$

- **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2 h$$

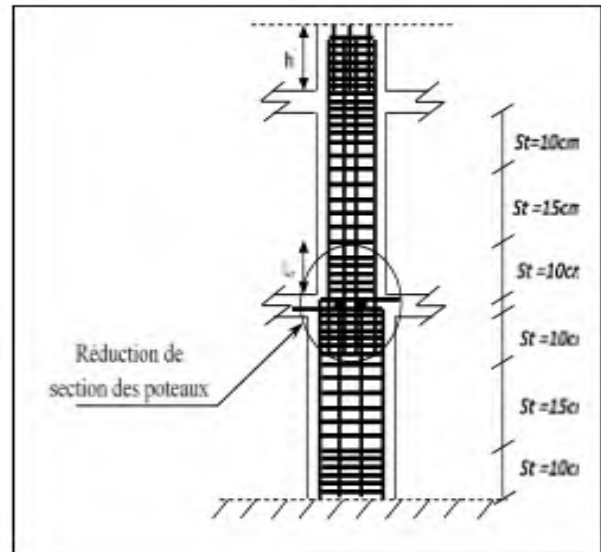
$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

- SS + RDC + les étages:

$$L'(pp) = 2 * 50 = 100\text{cm}$$

$$L'(ps) = 2 * 30 = 60\text{cm}$$

$$h' = \max(51; 55; 55; 60) = 60\text{cm}$$



V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.8. Ferrailage des sections des poteaux

Sous-sol +RDC	1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> étage
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> +6 <sup>ème</sup> étage
7 <sup>ème</sup> étage	

**V.3. Les poutres :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99 V03 et le BAEL 91.

**V.3.1 Recommandation du RPA 99 (Art 7.5.2) :**

❖ **Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. C'est-à-dire  $A_t^{min}=0,5\%*b*h$ .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :  $40 \varnothing$  en zone II
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément avec des crochets à 90°.

❖ **Armatures transversales**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t= 0.003. s.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - $S_t \leq \min(h/4, 12)$  : Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires
  - En dehors de la zone nodale :  $s \leq h/2$
- La valeur du diamètre  $\varnothing$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003 :**

Tableau V.9. Armatures les longitudinales min et max dans les poutres

Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> )	
			zone nodale	zone de recouvrement
<b>Principale</b>	30×55	8.25	66	99
<b>Secondaire</b>	30×40	6	48	72

**V.3.2. Sollicitations de calcul :**

**Tableau V.10. Les sollicitations les plus défavorables**

	Mt max	Ma ;max	Vmax	Mtser	Maser
<b>PP</b>	104,1766	111,864	79,9401	76,1419	71,7542
<b>PS</b>	/	121,2817	84,308	31,273	44,9923



**V.3.3. Ferrailage des poutres :**

**A. Armatures longitudinales**

**A.1.Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)**

- **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{104.1766 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.52^2 \cdot 14.2} = 0,0694$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}, \alpha_l = 0.667 f_{st} = 348 \text{MPa } \mu_l = 0.329$$

$$\text{On : } \mu_{bu} = 0,0694 < \mu_l = 0.329 \Rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 0,0901$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0,501 \text{m} \quad \text{Calcul de : } A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \cdot f_{st}} = \frac{104.1766 \cdot 10^{-3}}{0.50 \cdot 348} = 5,19 \text{Cm}^2$$

- **Armatures en appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{111.864 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.52^2 \cdot 14.2} = 0,0746$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}, \alpha_l = 0.667 f_{st} = 348 \text{MPa } \mu_l = 0.329$$

$$\text{On : } \mu_{bu} = 0,0746 < \mu_l = 0.329 \Rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 0,0970$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0,5 \text{m} \quad \text{Calcul de : } A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \cdot f_{st}} = \frac{111.864 \cdot 10^{-3}}{0.50 \cdot 348} = 5.59 \text{Cm}^2$$

**Tableau.V.11. Armatures longitudinales dans les poutres**

Type	Localisation	A cal (Cm <sup>2</sup> )	A min(Cm <sup>2</sup> )	A opté(Cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage
PP	Travée	5,09	8.25	9.24	3HA14 + 3HA14
	Appui	5,481		9.24	3HA14+ 3HA14
PS	Appui	5,35	6	8.01	3HA14+ 3HA12

**B. Les armatures transversales :**

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{h}{10}) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutre principales: } \min(12; 15,71; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutre secondaire : } \min(12; 11,42; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

**Donc :  $\phi_t = 8 \text{mm}$  et  $A_t = 4\phi_t = 2.01 \text{Cm}^2$  (1 cadre+1étrier)**

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale :**  $St = \text{Min}(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}; 30 \text{cm})$

✚ Poutres principales :  $St = (13.75; 14.4 ; 30) \text{Cm} \Rightarrow$  Soit :  $St = 10 \text{ cm}$ .

✚ Poutres secondaires :  $St = (10; 14.4 ; 30) \text{Cm} \Rightarrow$  Soit :  $St = 10 \text{ cm}$ .

- Zone courante :  $St = \frac{h}{2}$

✚ Poutres principales :  $St = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow$  Soit  $St = 15 \text{ cm}$ .

✚ Poutres secondaires :  $St = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow$  Soit :  $St = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Vérifications des armatures transversales**

Pour les poutres principales :  $A_t^{\min} = 0,003 * S_t * b = 0,003 * 15 * 30 = 1.35 \text{ cm}^2$ .

Pour les poutres secondaires :  $A_t^{\min} = 0,003 * S_t * b = 0,003 * 15 * 30 = 1.35 \text{ cm}^2$ .

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2$  condition vérifiée pour toutes les poutres.

❖ **Vérification à l'ELU :**

1. **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{ft28}{fe} = 1.88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{poutres principales} \\ A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{ft28}{fe} = 1.34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{min} < A_{cal}$  ; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2. **Vérification des contraintes tangentielles :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

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

$\tau \leq \bar{\tau}$  Tel que:  $\tau_u = \frac{Vu}{b*d}$

Fissuration peut nuisible :  $\bar{\tau} = \min(0.2 * \frac{fc28}{\gamma b}; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12. Vérification de l'effort tranchant**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Principales	79.9401	0.512	3.33	Vérifiée
Secondaires	84.308	0.759	3.33	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * fc28 = 15 \text{ MPA}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.**

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
Principales	Appui	71,7542	31.2	607491.5	3,68	15	Vérifiée
	Travée	76,1419	27.65	490834.8	4,29	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	44,9923	31.2	274871	4,064	15	Vérifiée
	Travée	31,273	22.24	227063	3,064	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche** : D'après leCBA93 etBAEL91/99, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

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

- **Vérification de la flèche** : D'après leCBA93 etBAEL91/99, la vérification de la flèche

est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

✓ **Poutres principales :**

$\frac{h}{L} = \frac{55}{670} = 0,082 > \frac{1}{16} = 0,0625$  Condition vérifiée

$\frac{h}{L} = 0,082 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,031$  Condition vérifiée

$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,52} = 0,00592 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$  Condition vérifiée

✓ **Poutres secondaires :**

$\frac{h}{L} = \frac{40}{460} = 0,114 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$  Condition vérifiée

$\frac{h}{L} = 0,114 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,075$  Condition vérifiée

$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,37} = 0,0072 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105$  Condition vérifiée

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**V.3.4. Vérification des zones nodales :**

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-a-dire :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(art7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

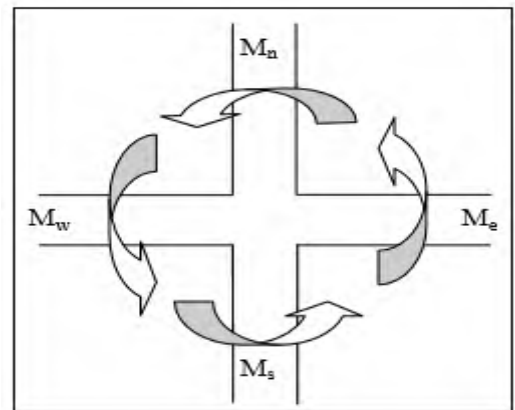
Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

$M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur.

$M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur.

$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droite de la poutre.



**Figure V. 4.** Les moments dans la zone nodale

**V.3.4.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } Z=0,9 \times h \text{ (h : La hauteur totale de la section du béton)}$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux

Niveau	h (m)	z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (KN.m)
SS	0,55	0,495	12.315	212.13
RDC	0,55	0,495	12.315	212.13
Etage1	0,50	0,45	10.685	167.32
Etage2	0,50	0,45	10.685	167.32
Etage3	0,45	0,27	8.42	79.11
Etage4	0,45	0,27	8.42	79.11

## Chapitre V.

## Etude des éléments principaux

<i>Etage5</i>	0,40	0.36	8.04	97.92
<i>Etage6</i>	0,40	0,36	8.04	97.92
<i>Etage7</i>	0,35	0,315	6.16	70.81

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales**

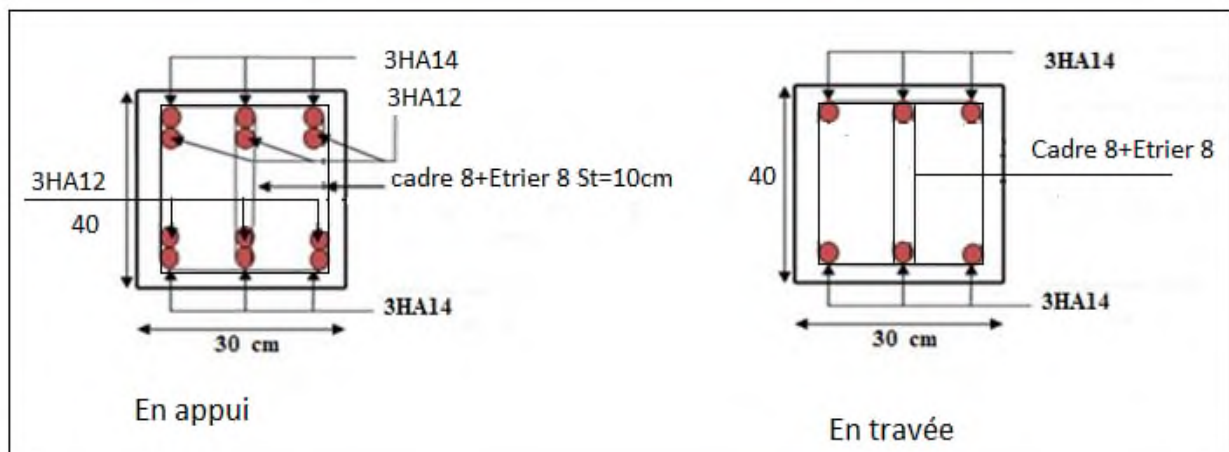
Niveau	h (m)	z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
<i>G.C</i>	0,55	0,405	9.24	130.22
<i>RDC</i>	0,55	0,405	9.24	130.22

### V.3.4.2. Vérification

Les résultats des vérifications de la condition  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$  sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.16. Vérification de la zone nodale**

Niveau	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25 (M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> )	Observation
S SOL	259,51	212,03	471,54	159,09	159,09	397,72	Vérifiée
RDC	224,14	212,03	436,17	159,09	159,09	397,72	Vérifiée



**Figure V.5.** Schéma de ferrailage des poutres principales.

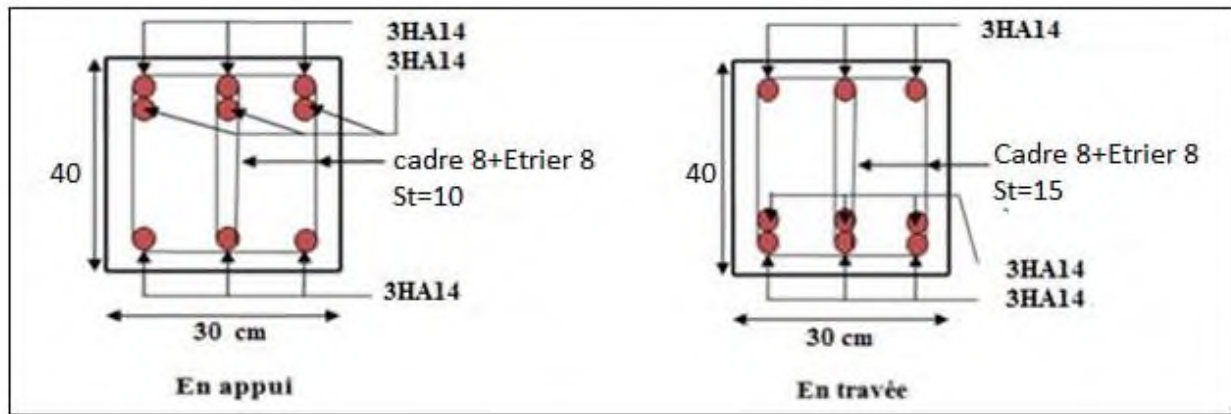


Figure V.6. Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

➤ **Remarque :**

- Les diagrammes de moments fléchissant sous combinaisons statiques et sismiques dans les poutres secondaires et principales sont insérés dans l'annexe.

**V.4 Etude des voiles :**

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

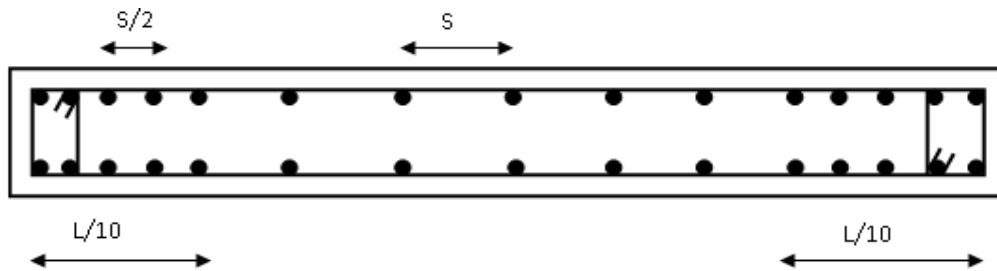
**V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003(art 7.7.4.1) :**

**1. Armatures verticales**

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓  $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$  Avec  $L_t$  : longueur de la zone tendue ;  $e$  : épaisseur du voile
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.



**Figure V.7. Disposition des armatures verticales**

**2. Armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à :  $10 \times \phi$

**3. Armatures transversales :**

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de **4** épingle par **1m<sup>2</sup>** au moins.

**4. Armatures de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$  avec  $V = 1,4V_u$

**5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales**

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
  - $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$  Dans la zone extrême de voile.
  - $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$  Dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- L'espacement  $S_r = \min\left(1.5 \times e ; 30cm\right)$  avec  $e$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m<sup>2</sup>.
- Les longueurs de recouvrement 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.

**V.4.2 Ferrailage des voiles :**

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section( $e \times l$ )

- $A_v^{\min}$  : section d'armature verticale minimale dans le voile ( $A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l$ )
- $A_v^{\min} / \text{ten}$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ( $A_v^{\min} / \text{ten} = 0,2\% \times e \times L_t$ )
- $A_v^{\min} / \text{comp}$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée
- ( $A_v^{\min} / \text{comp} = 0,1\% \times e \times L_c$ )
- $A_v^{\text{calc}}$  : section d'armature calculée dans l'élément.
- $A_v^{\text{adop}}$  : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $S_t$  : espacement.
- $A_h^{\min} = 0,15\% \times e \times l$  : section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{\text{calc}}$  : section d'armature horizontale calculée
- $A_h^{\text{adop}}$  : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- $N^{\text{bre}}$  : nombre de barre adoptée par espacement



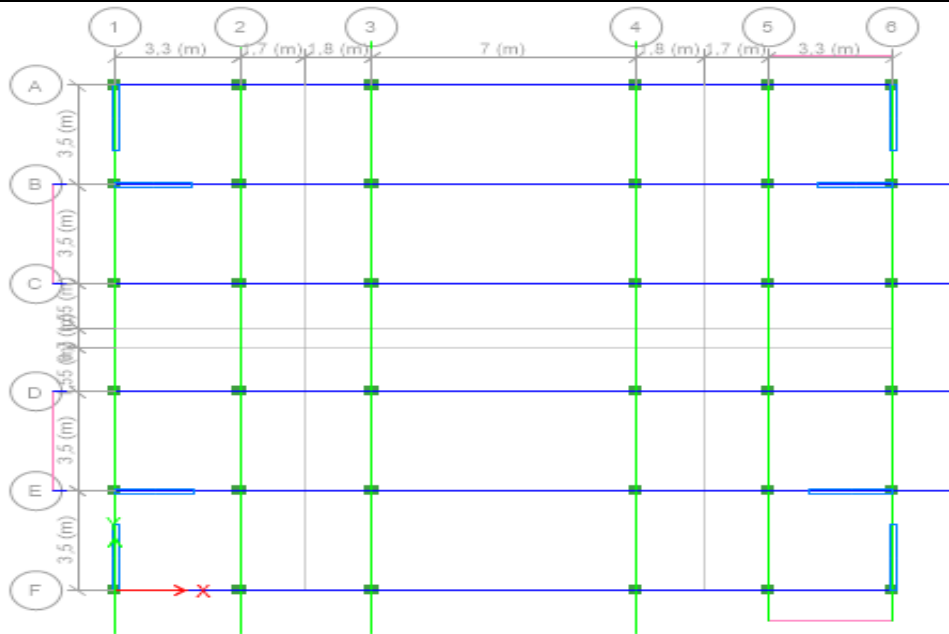


Figure V.7. La disposition des voiles.

**VI.3.1. Pré dimensionnement des voiles :**

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.9. Pré dimensionnement des voiles**

Niveaux	Épaisseur (cm)
Les étagères	20cm

**VI.3.2. La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.) :  $\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{MV}{I}$

Avec : N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué.

S : section du voile

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie

**V.4.3 Calcul des sollicitations :**

- Sens x-x :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.17. Sollicitations maximales dans le voile Vx**

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
SS+RDC	-1024,1615	1057,132	1057,132	- 1024,1615	- 381,1863	446,16 0	399,5805

## Chapitre V.

## Etude des éléments principaux

1 et 2 étage	-755,9139	430,6069	498,6089	-560,207	- 272,7357	267,139	258,5869
3 et 4 étage	-588,8436	251,3873	354,2281	-447,6971	- 204,9606	170,027	213,9419
5 et 6 étage	-389,7895	110,5457	217,2783	-294,6376	- 107,5199	48,1435	152,0913
7 étage	-139,2388	24,409	142,6632	-118,4338	-71,7246	107,712	93,1057

- **Sens-y-y :**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.18.** Sollicitations maximales dans le voile Vy.

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
SS+ RDC	-1187,2845	117,8969	119,6506	88,9466	- 145,0023	1172,149	59,9001
1 ET2	-890,368	142,1532	120,6563	76,3722	- 142,1532	890,368	83,6821
3 ET 4	-660,013	102,3158	118,0456	73,0226	- 111,8546	656,302	68,9725
5 ET 6	-394,4505	73,7326	77,4758	54,4262	-92,029	390,0838	58,4871
7 ETAGE	-121,6717	66,4681	41,828	54,8683	-66,4681	121,6717	45,7305

### ❖ Calcul de ferrailage du voile

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus

#### Calcul de ferrailage du voile Vx3 Sous la combinaison G+Q+E(SS+RDC+1+2+3)

N=1085.3872KN M=172. 971KN.M V=328.925kn L=2,375m e=20cm

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I} ; \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2384.741 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = 1176,487 / \text{m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$\text{Calcul de } L_t \text{ (longueur tendue) : } L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = 1.591$$

$$\text{Calcul de la sollicitation équivalente : } N_u = \frac{\sigma_2 * L_t * e}{2} = 876,91 \text{ KN/m}^2$$

**Détermination armatures :**

$$\text{Armatures verticale : } A_v = \frac{N_u}{f_e} = 21.92 \text{ KN/m}^2$$

**Section minimale d'armature verticale :**

- Selon RPA : A<sub>min</sub> = 0.2% B = 9.5cm<sup>2</sup>
- Selon le BAEL : A<sub>min</sub> = B. Ft28 / Fe = 24.93 cm<sup>2</sup>

- Calcul de ferrailage du voile Vx Sous la combinaison G+Q+E

**Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)**

**Voile V1/SS-RDC-1-2-3**

**I.°/ Caracteristiques géométriques**

L ( m ) =	2,375	B ( m <sup>2</sup> ) =	0,66
e ( m ) =	0,2	l ( m <sup>3</sup> ) =	0,34
V' ( m ) =	0,92	h ( m ) =	3,06
V ( m ) =	1,455		

**II.°/ Calcul Des Contraintes**

Normale / Accidentelle (1/2)

N ( KN )	1085,3872	$\sigma_{max}$ ( KN /m <sup>2</sup> )	2384,741
M ( KN.m )	172,971	$\sigma_{min}$ ( KN /m <sup>2</sup> )	1176,487
V ( KN )	328,952	Lc ( m )	1,591
		Lt ( m )	0,784

→ Section Partiellement comprimée

**II.°/ Ferrailage Vertical**

**1°/ Section de ferrailage**

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	Tadm (MPA)	5

$d (m) \leq 1,07$

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 ( m )	0,55	d2 ( m )	0,234	d3 ( m )	0
e1 ( m )	0,55	e2 ( m )	0,2	e3 ( m )	0,2
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	351,1454	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	0	$\sigma_3$ (KN/m <sup>2</sup> )	0
N1 (KN)	231,055	N2 (KN)	8,217	N3 (KN)	0
Av1 (cm <sup>2</sup> )	5,7764	Av2 (cm <sup>2</sup> )	0,2055	Av3 (cm <sup>2</sup> )	0

**2°/ Aramature de couture**

Avj (cm<sup>2</sup>) = 9,04618

**3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA**

Dans tous le voile	Amin (cm <sup>2</sup> )	9,9
Dans la zone comprimée	Amin (cm <sup>2</sup> )	4,75
Dans la zone tendue	Amin (cm <sup>2</sup> )	6,986

**4°/ Espacement des barres**

St (cm) ≤ 30      On prend      St (cm) = 10, 15, 20

**5°/ Ferrailage choisie**

16T14 ≅24,63 cm <sup>2</sup>	2*(4T12) ≅ 9,05cm <sup>2</sup> /15	2 nappes T12/15
---------------------------------	---------------------------------------	--------------------

**III.°/ Ferrailage Horizontale**

**1°/ Section de ferrailage R.P.A**

AH1 (cm <sup>2</sup> )	1,4441	AH2 (cm <sup>2</sup> )	0,051375	AH3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm <sup>2</sup>	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm <sup>2</sup>		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm <sup>2</sup>	

**IV.°/ Contraintes de Cisaillement**

1,4V (KN)	460,5328		
$\tau$ (MPA)	0,969542737	≤	Tadm (MPA) = 5

*Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)*

**Voile V1/4-5-6 -7 (+E)**

**I.°/ Caracteristiques géométriques**

L ( m ) =	2,325	B ( m <sup>2</sup> ) =	0,48
e ( m ) =	0,2	l ( m <sup>3</sup> ) =	0,245
V' ( m ) =	0,9	h ( m ) =	3,06
V ( m ) =	1,425		

**II.°/ Calcul Des Contraintes**

<b>Normale / Accidentelle (1/2)</b>		<b>2</b>	
N ( KN )	352,1959	$\sigma_{max}$ ( KN /m <sup>2</sup> )	2619,591
M ( KN.m )	324,2337	$\sigma_{min}$ ( KN /m <sup>2</sup> )	-457,322
V ( KN )	211,7015	L <sub>c</sub> ( m )	1,98
		L <sub>t</sub> ( m )	0,345

→ Section Partiellement comprimée

**II.°/ Ferraillage Vertical**

**1°/ Section de ferraillage**

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	$\tau_{adm}$ (MPA)	5

$d$  ( m )  $\leq$  1,32

Prendre 3 Tronçons

<u>Tronçon 1</u>		<u>Tronçon 2</u>		<u>Tronçon 3</u>	
d1 ( m )	0,45	d2 ( m )	0	d3 ( m )	0
e1 ( m )	0,45	e2 ( m )	0,2	e3 ( m )	0,2
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	139,185	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	139,185	$\sigma_3$ (KN/m <sup>2</sup> )	139,185
N1 (KN)	-32,212	N2 (KN)	0	N3 (KN)	0
Av1 (cm <sup>2</sup> )	0,8053	Av2 (cm <sup>2</sup> )	0	Av3 (cm <sup>2</sup> )	0

**2°/ Aramature de couture**

Avj (cm<sup>2</sup>) = 5,8217913

**3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA**

Dans tous le voile	Amin (cm <sup>2</sup> )	7,2
Dans la zone comprimée	Amin (cm <sup>2</sup> )	4,65
Dans la zone tendue	Amin (cm <sup>2</sup> )	4,05

**4°/ Espacement des barres**

St (cm)  $\leq$  30      On prend St (cm) = 10, 15, 20

**5°/ Ferraillage choisie**

4T14+8T12 =15,21cm <sup>2</sup>	2*(4T12)=9,05c m <sup>2</sup> /15cm	2 nappes T10/15
------------------------------------	--	--------------------

**III.°/ Ferraillage Horizontale**

**1°/ Section de ferraillage R.P.A**

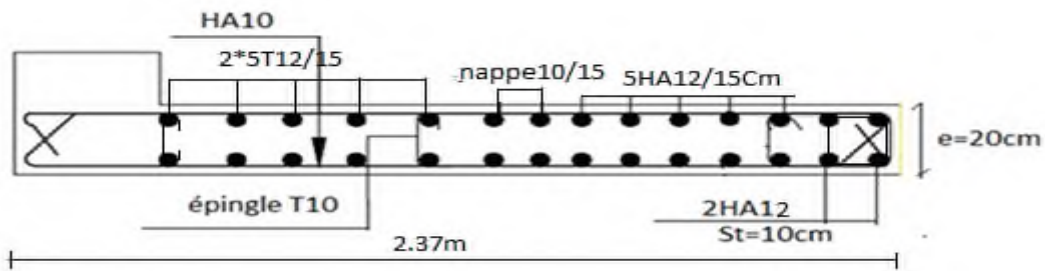
AH1 (cm <sup>2</sup> )	0,201325	AH2 (cm <sup>2</sup> )	0	AH3 (cm <sup>2</sup> )	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml $\equiv$ 7.04 cm <sup>2</sup>		2*7T8 e=15cm /ml $\equiv$ 7.04 cm <sup>2</sup>		2*7T8 e=15cm /ml $\equiv$ 7.04 cm <sup>2</sup>

**IV.°/ Contraintes de Cisaillement**

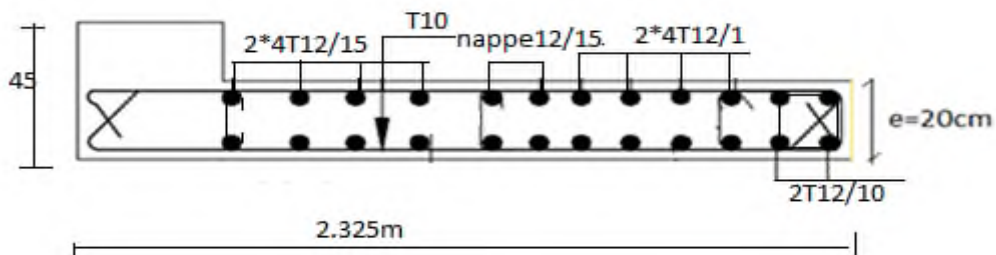
1,4V (KN)	296,3821		
$\tau$ (MPA)	0,63738086	$\leq$	$\tau_{adm}$ (MPA) = 5

➤ **Figure V.8. Schéma de ferrailage du voile Vx :**

**Schéma de ferrailage du voile Vx (Ss, RDC,1,2,3étage)**



**Schéma de ferrailage du voile Vx (4,5,6,7 étage)**



**Calcul de ferrailage du voile Vy Sous la combinaison G+Q+E(SS+RDC+1+2+3)**

**Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)**

**Voile V1/SS-RDC-1-2-3**

**I.°/ Caracteristiques géométriques**

L ( m ) =	2,575	B ( m <sup>2</sup> ) =	0,707
e ( m ) =	0,2	l ( m <sup>3</sup> ) =	0,434
V' ( m ) =	1,012	h ( m ) =	3,06
V ( m ) =	1,563		

**II.°/ Calcul Des Contraintes**

Normale / Accidentelle (1/2)

N ( KN )	-177,0184	$\sigma_{max}$ ( KN /m <sup>2</sup> )	830,875
M ( KN.m )	300,2331	$\sigma_{min}$ ( KN /m <sup>2</sup> )	-950,463
V ( KN )	363,1395	L <sub>c</sub> ( m )	1,202
		L <sub>t</sub> ( m )	1,373

→ Section Partiellement comprimée

**II.°/ Ferraillage Vertical**

**1°/ Section de ferraillage**

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	$\tau_{adm}$ (MPA)	5

$d$  ( m )  $\leq$  0,81

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 ( m )	0,55	d2 ( m )	0,8	d3 ( m )	0,023
e1 ( m )	0,55	e2 ( m )	0,2	e3 ( m )	0,2
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	-569,724	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	-15,9219	$\sigma_3$ (KN/m <sup>2</sup> )	0
N1 (KN)	-229,929	N2 (KN)	-46,852	N3 (KN)	-0,037
Av1 (cm <sup>2</sup> )	5,7483	Av2 (cm <sup>2</sup> )	1,1713	Av3 (cm <sup>2</sup> )	0,001

**2°/ Aramature de couture**

Avj (cm<sup>2</sup>) = 9,9863363

**3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA**

Dans tous le voile	Amin (cm <sup>2</sup> )	10,605
Dans la zone comprimée	Amin (cm <sup>2</sup> )	5,15
Dans la zone tendue	Amin (cm <sup>2</sup> )	9,342

**4°/ Espacement des barres**

St (cm)  $\leq$  30      On prend St (cm) = 10, 15, 20

**5°/ Ferraillage choisie**

16T14=	2*(6T12)	2 nappes
24,63cm <sup>2</sup>	13,57cm <sup>2</sup> /15	T12/15

**III.°/ Ferraillage Horizontale**

**1°/ Section de ferraillage R.P.A**

AH1 (cm <sup>2</sup> )	1,437075	AH2 (cm <sup>2</sup> )	0,292825	AH3 (cm <sup>2</sup> )	0,00025
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml $\equiv$ 7.04 cm <sup>2</sup>	2*7T8 e=15cm /ml $\equiv$ 7.04 cm <sup>2</sup>	2*7T8 e=15cm /ml $\equiv$ 7.04 cm <sup>2</sup>		

**IV.°/ Contraintes de Cisaillement**

1,4V (KN)	508,3953	$\tau$ (MPA)	0,98717534	$\leq$	$\tau_{adm}$ (MPA)	5
-----------	----------	--------------	------------	--------	--------------------	---

Calcul de ferraillage du voile Vy3 Sous la combinaison G+Q+E (4+5+6+7)

*Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)*

**Voile V1/4-5-6 (+E)**

**I.°/ Caracteristiques géométriques**

L ( m ) =	2,325	B ( m <sup>2</sup> ) =	0,514
e ( m ) =	0,2	I ( m <sup>3</sup> ) =	0,311
V' ( m ) =	0,989	h ( m ) =	3,06
V ( m ) =	1,336		

**II.°/ Calcul Des Contraintes**

<b>Normale / Accidentelle (1/2)</b>		<b>2</b>	
N ( KN )	72,3113	$\sigma_{max}$ ( KN /m <sup>2</sup> )	1762,13
M ( KN.m )	377,4474	$\sigma_{min}$ ( KN /m <sup>2</sup> )	-1059,624
V ( KN )	223,0549	L <sub>c</sub> ( m )	1,452
		L <sub>t</sub> ( m )	0,873

→ Section Partiellement comprimée

**II.°/ Ferraillage Vertical**

**1°/ Section de ferraillage**

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	$\tau_{adm}$ (MPA)	5

$d (m) \leq 0,97$

Prendre 3 Tronçons

<b>Tronçon 1</b>		<b>Tronçon 2</b>		<b>Tronçon 3</b>	
d1 ( m )	0,45	d2 ( m )	0,4	d3 ( m )	0,023
e1 ( m )	0,45	e2 ( m )	0,2	e3 ( m )	0,2
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	-513,4261	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	-27,9168	$\sigma_3$ (KN/m <sup>2</sup> )	0
N1 (KN)	-159,272	N2 (KN)	-21,654	N3 (KN)	-0,065
Av1 (cm <sup>2</sup> )	3,9818	Av2 (cm <sup>2</sup> )	0,5414	Av3 (cm <sup>2</sup> )	0,0017

**2°/ Aramature de couture**

Avj (cm<sup>2</sup>) = 6,1340098

**3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA**

Dans tous le voile	Amin (cm <sup>2</sup> )	7,71
Dans la zone comprimée	Amin (cm <sup>2</sup> )	4,65
Dans la zone tendue	Amin (cm <sup>2</sup> )	5,742

**4°/ Espacement des barres**

St (cm) ≤ 30      On prend St (cm) = 10, 15, 20

**5°/ Ferraillage choisie**

4T14+8T12 =15,21cm <sup>2</sup>	2*(5T10)= 7,85cm <sup>2</sup> /15cm	2 nappes T10/15
------------------------------------	--	--------------------

**III.°/ Ferraillage Horizontale**

**1°/ Section de ferraillage R.P.A**

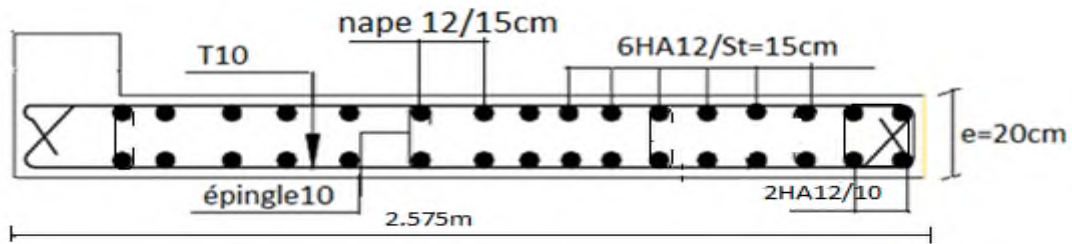
AH1 (cm <sup>2</sup> )	0,99545	AH2 (cm <sup>2</sup> )	0,13535	AH3 (cm <sup>2</sup> )	0,000425
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm <sup>2</sup>		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm <sup>2</sup>		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm <sup>2</sup>

**IV.°/ Contraintes de Cisaillement**

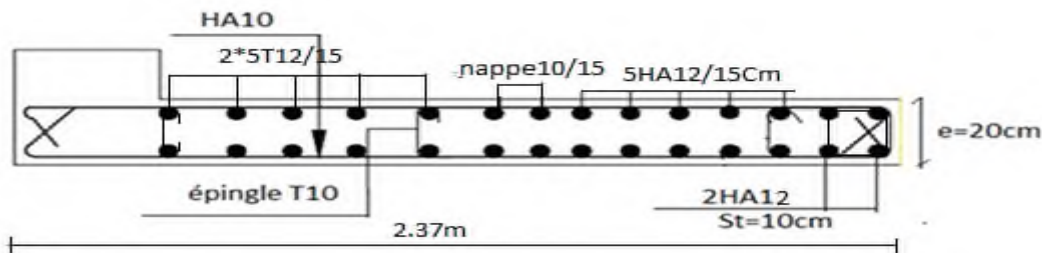
1,4V (KN)	312,27686		
$\tau$ (MPA)	0,67156314	≤	$\tau_{adm}$ (MPA) = 5

➤ **Figure V.9. Schéma de ferrailages du voile Vy :**

**Schéma de ferrailage du voile Vy (S-sol, RDC,1,2,3étage)**



**Schéma de ferrailage du voile Vy (4,5,6,7 étage)**



**V. 5 Conclusion**

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrillés (Flexion Composé). Il est noté que le ferrillage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le CBA93 et BAEL91/99. Les poutres (Flexion Simple) ainsi Les voiles de contreventement (Flexion Composé) sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003, CBA93 et le BAEL91/99.



**VI.1.1 Introduction :**

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle permet :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une meilleure transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une limitation des tassements différentiels

**VI.1.2 Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

**VI .2.4.2. Vérification du radier général :**

**1. Pré dimensionnement :**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, Donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage**

**La Nervure :**  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{700}{10} = 70\text{cm}$

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

**La dalle :**  $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{700}{20} = 35\text{cm}$

$h_t$  : hauteur des nervures ;  $h_r$  : Epaisseur dalle.

➤ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  avec  $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

$L_e$  : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen , $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 1,13\text{m}$$

A partir de là on opte pour un radier de :  $hr = 40\text{cm}$  ;  $ht = 115\text{cm}$

**La surface du radier :**

On a  $N_s=465513.064$  Sous la combinaison G+Q. (d'après logicielle Etabs 2016)

- Surface du radier :  $S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{465513.064}{120} = 387.61m^2$
- Surface du bâtiment :  $S_{bati}=20,6*17.8=366,68m^2$

$$S_{radier} = 387.61m^2 \geq S_{bâtiment} = 366,68m^2$$

➤ **Condition de cisaillement :**

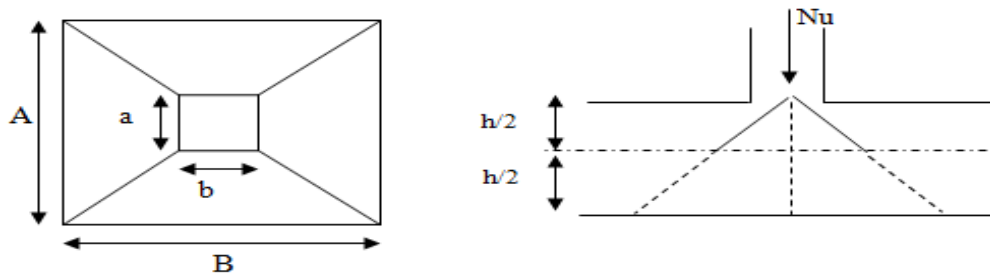
$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05f_{c28} \quad (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max} \times 1m}{2 \times S_{radier}} \Rightarrow V_d = \frac{46513064 \times 7 \times 1}{2 \times 461.01} = 350.KN$$

$$\text{de (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{350 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0,28m = 28cm$$

**2. Les vérifications :**

➤ **Vérification au poinçonnement**



**Figure VI.1.** Zone de contact poteau- radier

Il faut vérifier que :  $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  ..... BAEL99 (article A.5.2,41),

Avec :  $N_d$  L'effort normal du poteau le plus solliciter

$h_t$  : l'épaisseur du radier.

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

$$a = 0,55m. \quad b = 0,55m. \quad \Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \quad \text{avec: } \begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 1.13 = 1.68 \\ B = b + h_t = 0,55 + 1.13 = 1,68 \end{cases}$$

$$\Rightarrow U_c = 6.72m \quad N_d = 2.154MN \leq 0.045 \times 6.72 \times 0.55 \times \frac{25}{1.15} = 3.61MN \quad \text{..... vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$ELS : \sigma_{moy} < \overline{\sigma_{sol}} \quad ELU : \sigma_{moy} < 1.5 * \overline{\sigma_{sol}} \quad ELA : \sigma_{moy} < 2 * \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M<sub>y</sub>, M<sub>x</sub> : Moment sismique à la base tiré du logiciel ETABS2016.

Tableau VI.1. Vérification des contraintes dans le sol

	com	Y(m)	N(Kn)	M(.m)	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{moy}$	$\sigma_{adm}$	obese
Sens x	ELS	8.9	46475,3	542,0686	0.100	0.099	0.100	0.12	Vérifier
	ELU	8.9	63787,6	760,8391	0.138	136,173	0.137	0.18	Vérifier
	ELA	8.9	46476,24	2392,346	0.104	95,5024 03	0.102	0.24	vérifier
Sens y	ELS	10.3	46475,3	542,0686	0.099	0.99	0.99	0.120	Vérifier
	ELU	10.3	63787,6	760,8391	0.137	0.137	0.137	0.180	Vérifier
	ELA	10.3	46487,80	3939,011	0.102	0.097	0.101	0.240	vérifier

✚ Remarque : Les contrainte est vérifiée dans les deux sens

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

**Sens x-x :**  $e = \frac{10.16}{46.47} = 0,218m < \frac{20.6}{4} = 5.15m$

**Sens y-y :**  $e = \frac{0.542}{46.47} = 0,011m < \frac{17.8}{4} = 4,45m$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec : N =46475.33KN (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

H = 3m, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

F<sub>s</sub> = 1,15 (coefficient de sécurité).

S<sub>rad</sub> : =465.13m<sup>2</sup> (surface du radier).

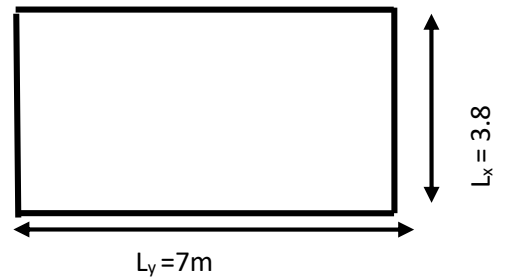
γ<sub>w</sub> = 10 KN/m<sup>3</sup> (poids volumique d'eau)

On trouve : N =46475.33KN ≥ 1,15×3×465,13 ×10 =16046.98KN.....vérifiée Le

bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau

**VI.3. Ferrailage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée,  
Et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera  
Pour le panneau de dalle le plus sollicité et  
On adoptera le même ferrailage pour les autres.



**Figure VI.2:** Dalle sur 4 appui.

$L_x = 3.8m$  et  $L_y = 7m$ .

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,4 = 10KN / m^2.$$

**Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{63787.62}{465.13} + 1,35 \times 10 \Rightarrow q_u = 150.64KN / m^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{46475.33}{465.13} + 10 = 109.91KN / m^2$$

Avec  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure, et  $G_0$  le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.8}{7} = 0.54 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

**L'ELU :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0894 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe III)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0894 \times 150.64 \times 3.8^2 = 194,46KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,2500 \times 194.46 = 48.61 KN.m \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

**Moment en travées**  $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 165.29 KN.m \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 41.31KN.m \end{cases}$

**Moment en appuis**  $\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_x = -97.23 KN.m \\ M_a^y = -0.5 \times M_y = -24.305 KN.m \end{cases}$

**L'ELS :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0936 \\ \mu_y = 0.4150 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe III)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0936 \times 109.91 \times 3.8^2 = 148.55KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,4150 \times 148.55 = 61.64KN.m \end{cases}$$

Moment en travées  $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 126.67 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 52.394 \text{KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis  $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -74.275 \text{KN.m} \\ M_a^y = M_a^y = -0.5 \times M_y = -30.82 \text{KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferraillage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$

➤ **Calcul de  $A_{\min}$**

$$e > 12\text{cm} \left. \begin{matrix} \Rightarrow \\ \rho \geq 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.54}{2} \right) \times 100 \times 40 = 3.936 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens :  $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Ferraillage du radier

Position	Sens	$M_u$ KN.m	$A_{\text{Cal}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{Choisit}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t$ (cm)
En travée	Selon x	165.33	9,345	5.40	10HA14=15.39	10
	Selon y	41.31	2,29	4,4	5HA12=5.65	20
En appuis	Selon x	97.23	5,44	5.40	6HA14=9.24	16
	Selon y	24.305	1,348	4.4	5HA12=5.65	20

**L'ELS**

• **Vérification des contraintes du béton**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position	Sens	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma'_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\sigma'_{st}$ (Mpa)	Observation
En travée	X-X	126.67	4,48943782	15	172,55	201,633	vérifiée
	Y-Y	52.39	2,486	15	188,73	201,633	vérifiée
En appuis	X-X	74.27	2,866	15	165,97	201,633	vérifiée
	Y-Y	30.82	1,4623	15	111,02	201,633	vérifiée

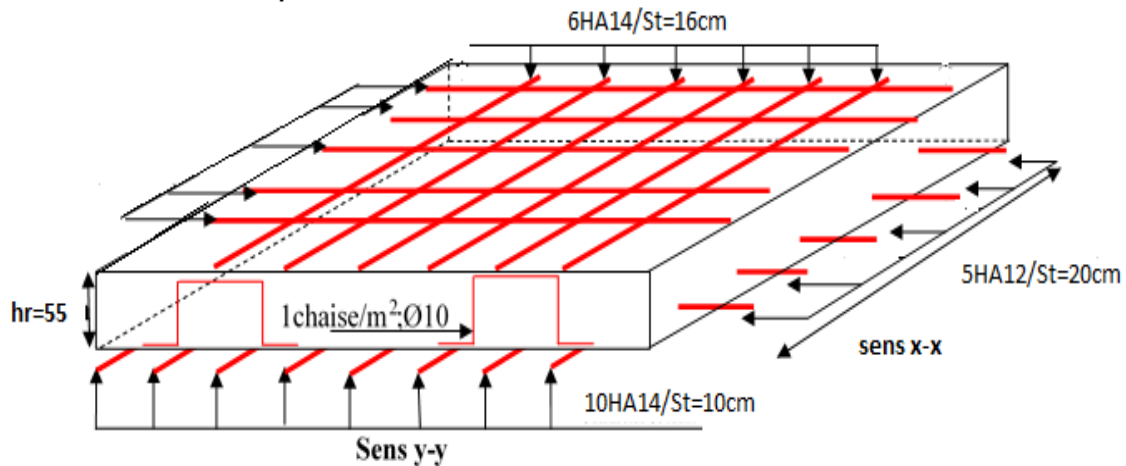


Figure VI.3. Schéma de ferrailage de radier.

**VI.4. Ferrailage des nervures :**

La nervure est une poutre encrée dans les fondations sollicitée par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable.  $l_{max} = 7m$

**Cas de charge équivalent**

➤ **Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges :**  $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^n l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^n l_{xi}}$

➤ **Cas d'une seule charge :**  $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$  et  $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

➤ **Cas de charges trapézoïdales :**  $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$

$$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{3}) \times l_{xd}$$

sachant que ;  $p = \frac{N}{S_{radier}}$  ; avec  $N = N_u - N_{radier}$

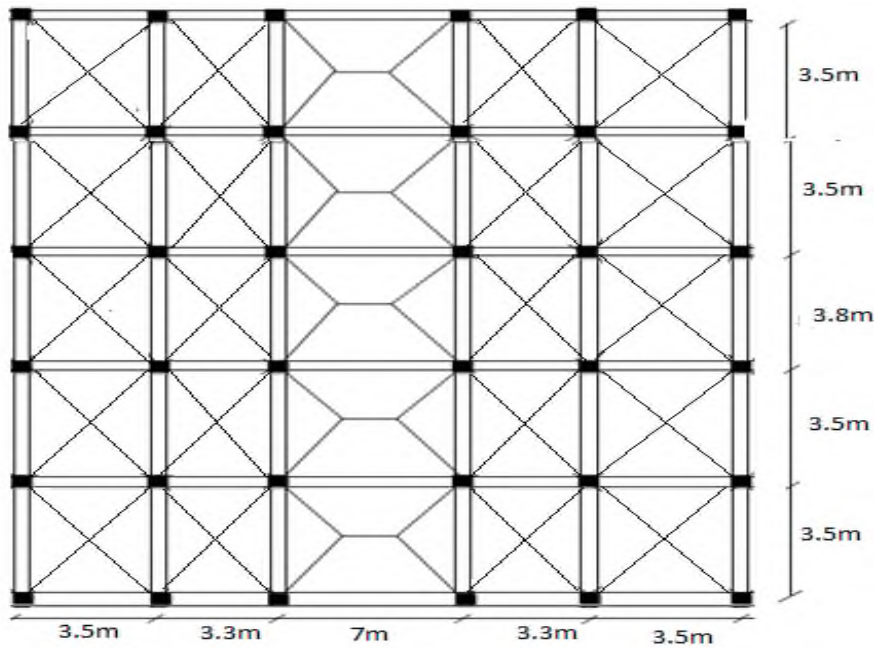


Figure. VI.4888. Schéma de rupture des dalles de radier.

➤ **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervures se fait de la même manière que les poutrelle (ferraillé en flexion simple).

- **Moments aux appuis :**  $M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$  Avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- **Moments en travée :**

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

Avec ;  $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$  et  $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

Sens X-X :

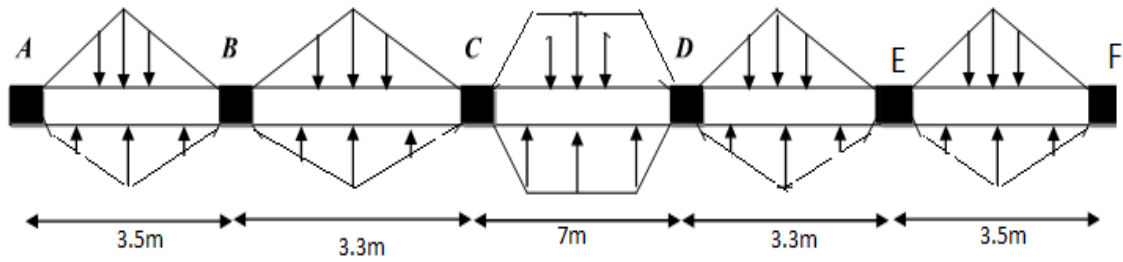


Figure. VI.6. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x

Sens-y-y :

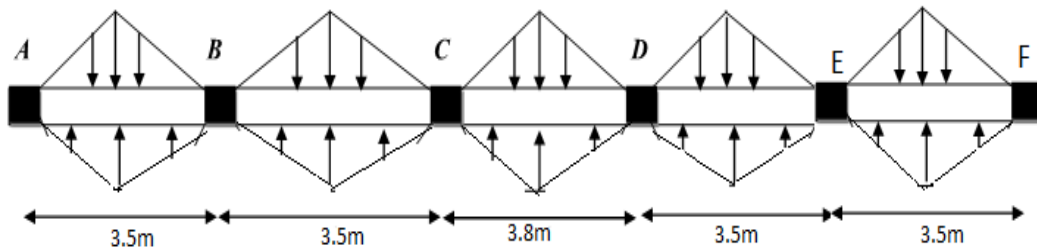


Figure. VI.7. : Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y

Etude des nervoux :



Figure VI.8. Repérage des poutres de rigidité



❖ **Ferrailage longitudinale :**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h=115\text{cm}$ .  $h_0=40\text{cm}$   $b_0=55\text{cm}$

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x; \quad b \leq \min\left(\frac{3.8}{10}; \frac{7}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,31\text{m}.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; \quad b \leq \min\left(\frac{3.8}{10}; \frac{3.5}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1.31\text{m}.$$

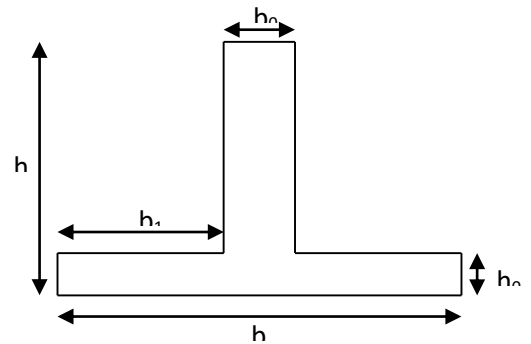


Figure. VI. 9. Section à ferrailer.

Tableau VI.5. Ferrailage longitudinale pour poutre de rigidité

PDR	Xx	Mu		Acal	Amin	A adopté
		Appui	1622.96	45.72	6.468	5HA16+12HA20=47.75cm
		Travée	979.22	25.47		10HA20=31.42cm <sup>2</sup>
	yy	Appui	281.87	7.33	6.468	10HA12=11.31cm
		Travée	189.29	4.90		10HA12

$$V = \max = 917.75\text{kN} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} = 1,489\text{MPa} < 2.5\text{MPa}.$$

• **Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \min(b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min(55\text{mm}; 32.8\text{mm}; 12\text{mm}) = 12\text{mm} \quad \text{On adopte à un étrier } \Phi 10.$$

• **Espacement des aciers transversaux**

Soit :  $A_t = 3,14\text{ cm}^2 = 4T10$

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St = \min(100.8; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 55} = 57,09\text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 21.26\text{cm}$$

Soit :  $St = 20\text{cm}$

• **Armatures de peau :**

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armateurs de peau de section

$$AP = 3\text{cm}^2/\text{ml par la hauteur des nervures}.$$

Nous Avons :  $h_n=115\text{cm} \Rightarrow A_p=3 \times 1.15 = 3.45\text{cm}^2$ . On adopt  $3\text{HA}14=4.62\text{cm}^2/\text{face}$ .

- **Vérification des contraintes**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Obs
X-X	Travée	714.77	4.25	15	197.22	201.63	vérifiée
	Appui	1222.85	7.74	15	377,12	201.63	Non vérifiée
Y-Y	Travée	133.69		15	36.88	201.63	vérifiée
	Appui	200	0.876	15	61,67	201.63	vérifiée

**Recalculé à L'ELS :** Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.6.** Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	$M_{ser}$ KN.m	$A_{ELU}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{SER}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{Choisit}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
<b>En appui</b>	Selon x	1222.85	25.47	37.62	8HA25=39.27 $\text{cm}^2$

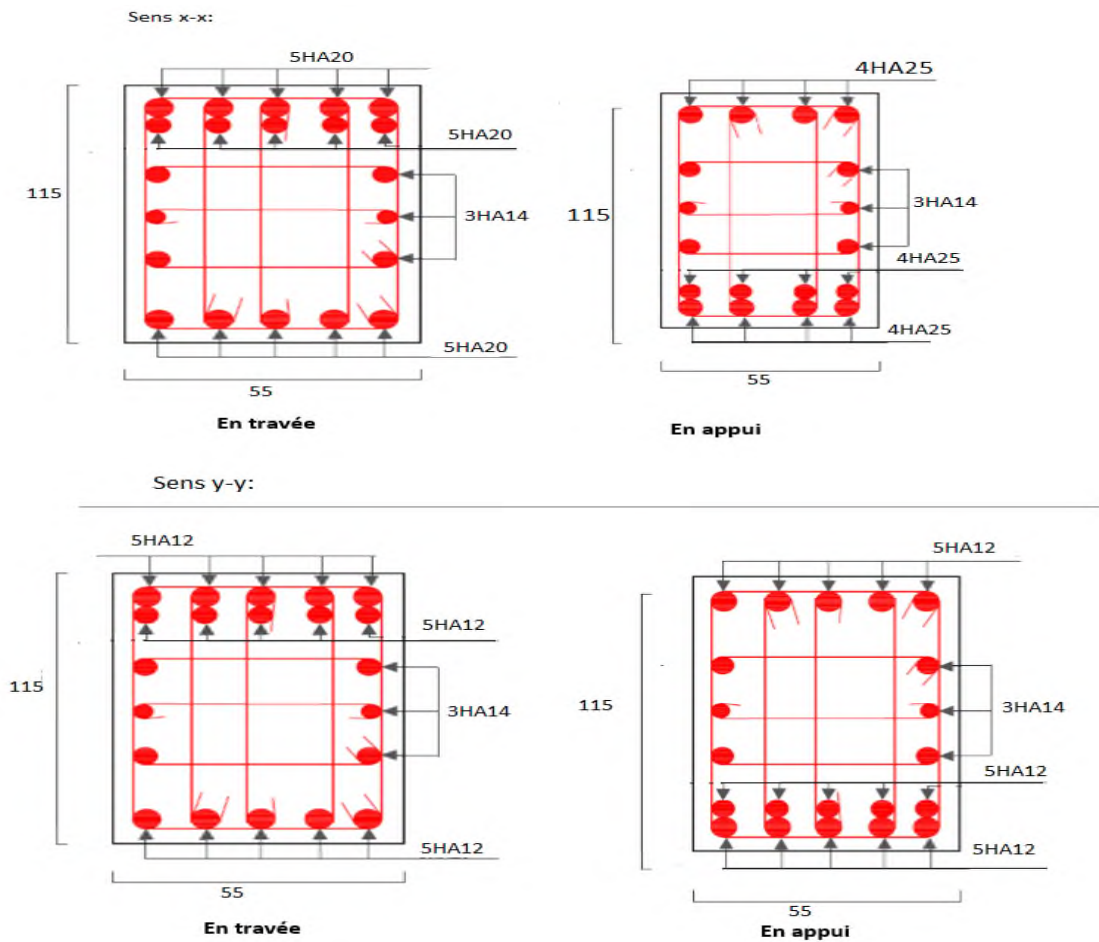


Figure.VI.10. Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens

### I.5. Voiles périphériques :

#### Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une Capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un Voile périphérique en béton armé continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Epaisseur minimale  $e_p \geq 15$  cm. **On prend  $e_p = 20$  cm**

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- **Caractéristiques des voiles :**
  - Hauteur :  $h=3.06m$ .
  - Epaisseur :  $e=20cm$ .
- **Caractéristiques du sol**
  - Poids spécifique :  $\gamma = 19KN/m^3$
  - Angle de frottement :  $\varphi = 3^\circ$
  - Cohésion :  $C=0.73$  bars.
- ❖ **Méthode de calcul**

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré en Chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

- Surcharge d'exploitation estimée à  $10kn/m^2$

➤ **Sollicitations**

a) **Poussée des terres**

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 19 \times 3.06 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{3}{2} \right) = 52.35KN / m^2$$

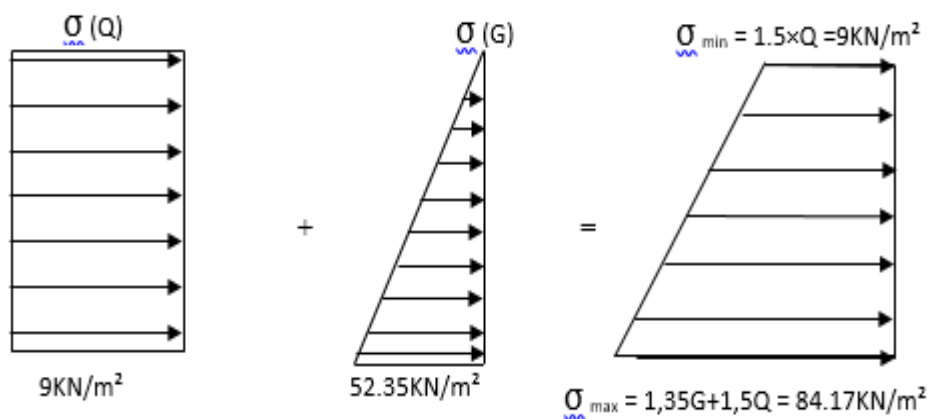
b) **Charge due à la surcharge**

$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{3}{2} \right) = 9KN / m^2$$

➤ **Ferraillage**

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.

Calcul à l'ELU :  $P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 84.17KN/m$ .



**Figure. VI.11: Diagramme des contraintes.**

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :



• **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa.$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{66.5 \times 3.06}{2} \times \frac{6.45^4}{3.06^4 + 6.45^4} = 102.69KN \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{66.5 \times 6.45}{2} \times \frac{3.06^4}{3.06^4 + 6.45^4} = 214.51KN. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{102.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,604MPa < 2.5MPa & \text{La condition est vérifiée} \\ \tau_{uy} = \frac{214.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 1.26 < 2.5MPa & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{max} = G + Q = 52.35 + 9 = 61.35KN/m^2.$$

$$\sigma_{min} = 13.5KN/m^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 49.39KN/m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 49.39KN/m$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1013 \\ \mu_y = 0,3580 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,1013 \times 49.39 \times 3.06^2 = 46.84KN.m \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0,3580 \times 46.84 = 16.77KN.m \end{cases}$$

• **Moments en travée**  $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 39.81KN.m \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 14.25KN.m \end{cases}$

• **Moments en appui**  $M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_x = -23.42KN.m$

• **Vérification des contraintes**

On doit vérifier  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8.** Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)
Travée	X-X	39.81	12.25	15
	Y-Y	14.25	5.74	15
Appui		23.42	8.59	15

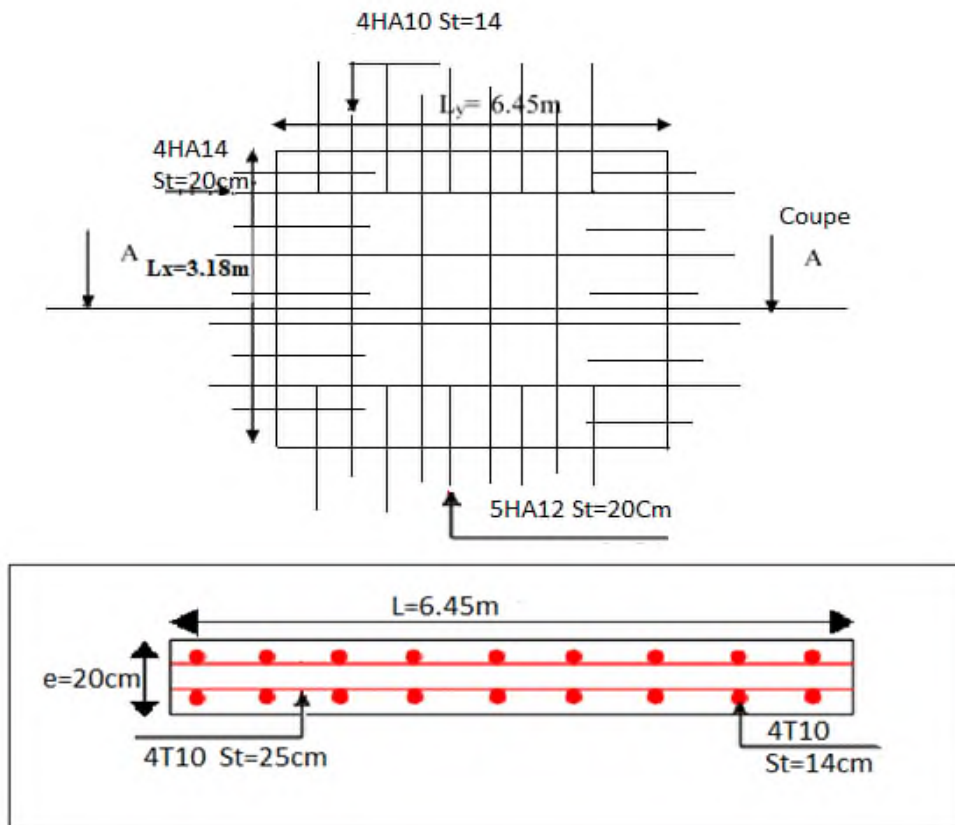


Figure.VI.13. Schéma de ferrailage de voile périphérique

## VI.6. Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

- Epaisseur du radier : 40cm
- Sections des nervures ;  $(b \times h) = (\times 110) \text{ cm}^2$ .
- Voile périphérique  $e=20\text{cm}$ . ( $L_x=3.06 \text{ m}$ ,  $L_y=6.45\text{m}$ ).

## Conclusion générale

---

L'étude de cette structure nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. D'une autre part, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

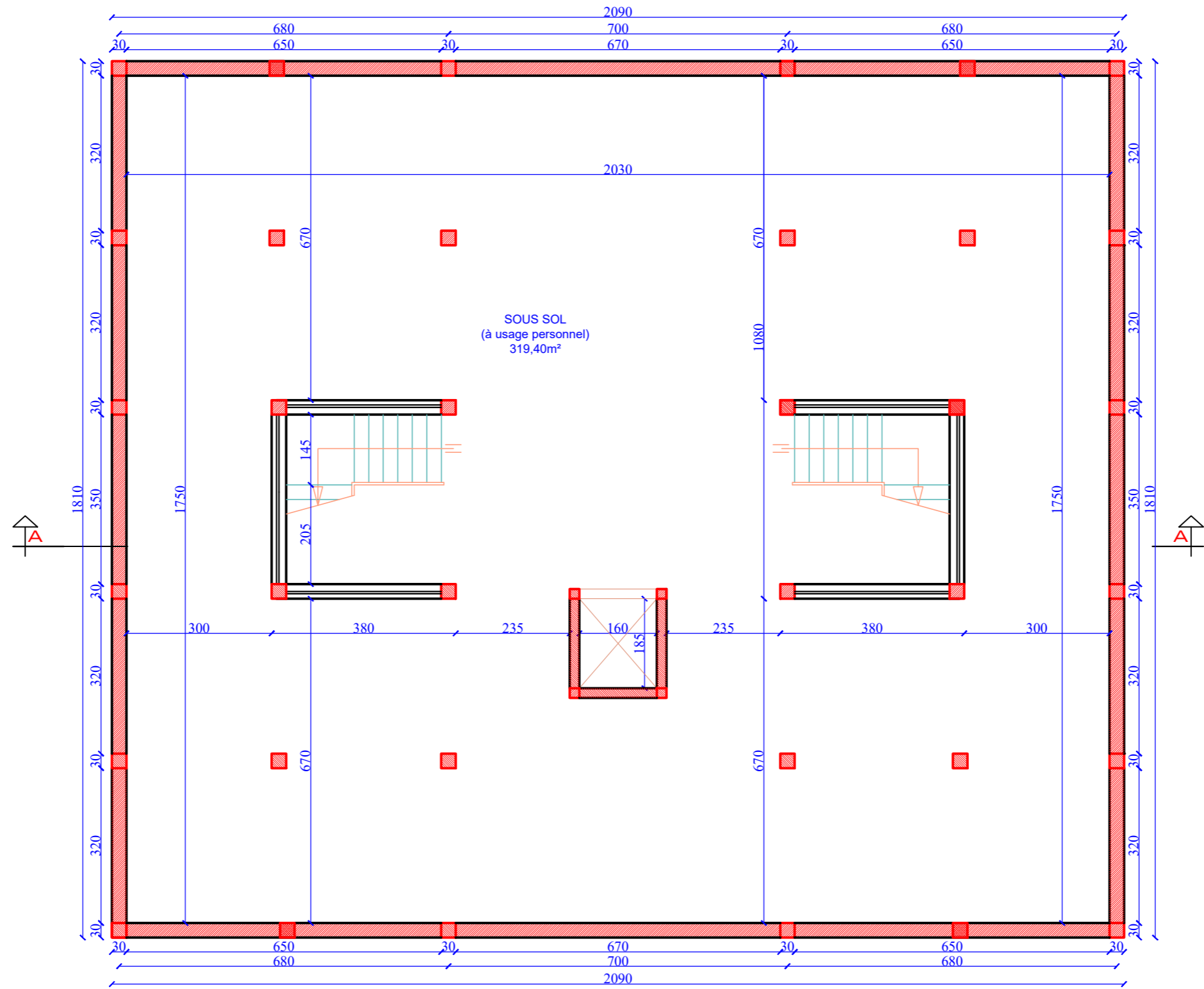
- ❖ Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives
- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure (éléments secondaires ou structuraux), ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été testés, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- ❖ Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un cas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Je suis consciente qu'il me reste beaucoup à apprendre et maîtriser, surtout du côté de la pratique dans ma future poste de travail, cependant, l'expérience et la recherche de la solution optimale je fera toujours aboutir

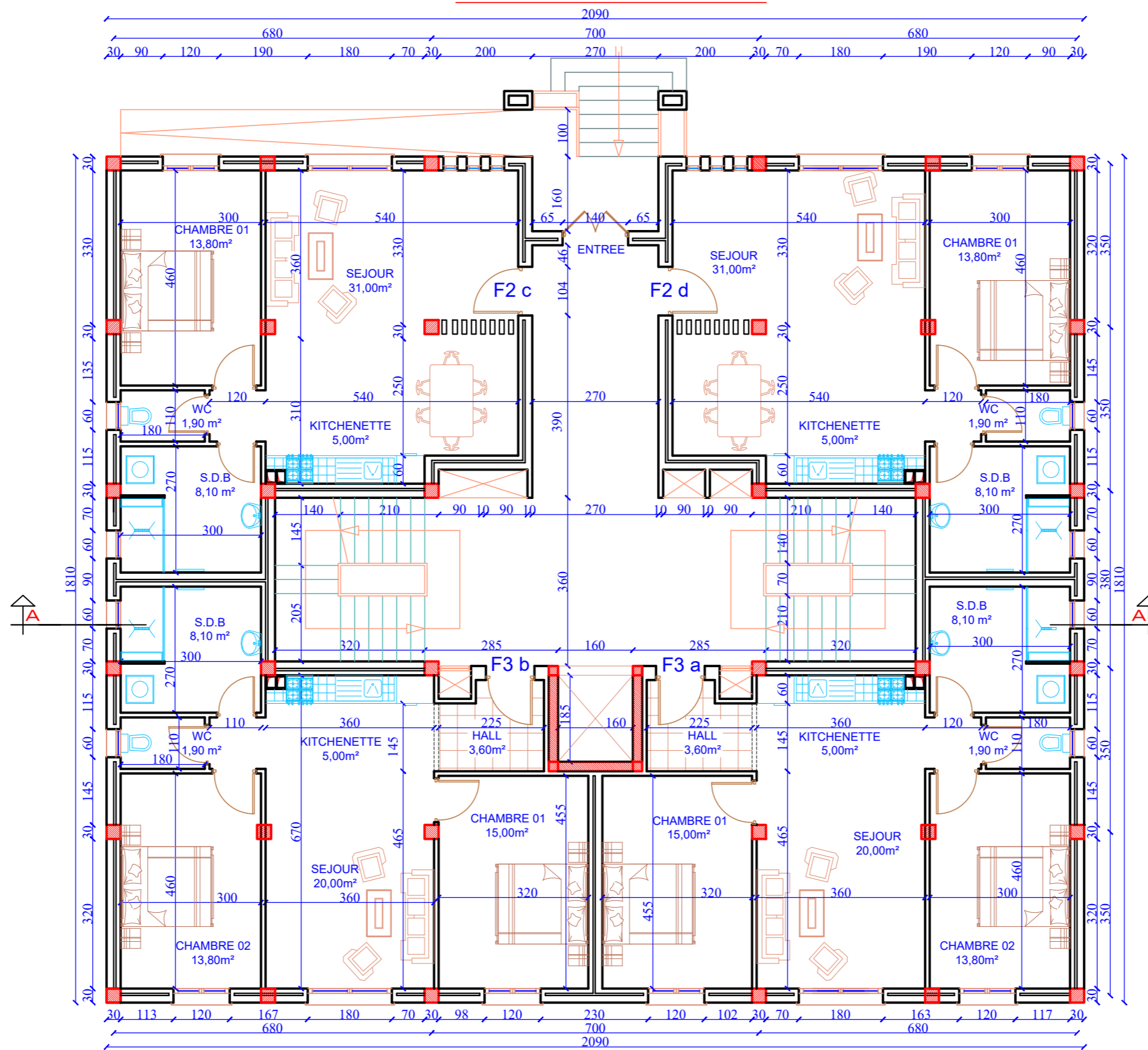






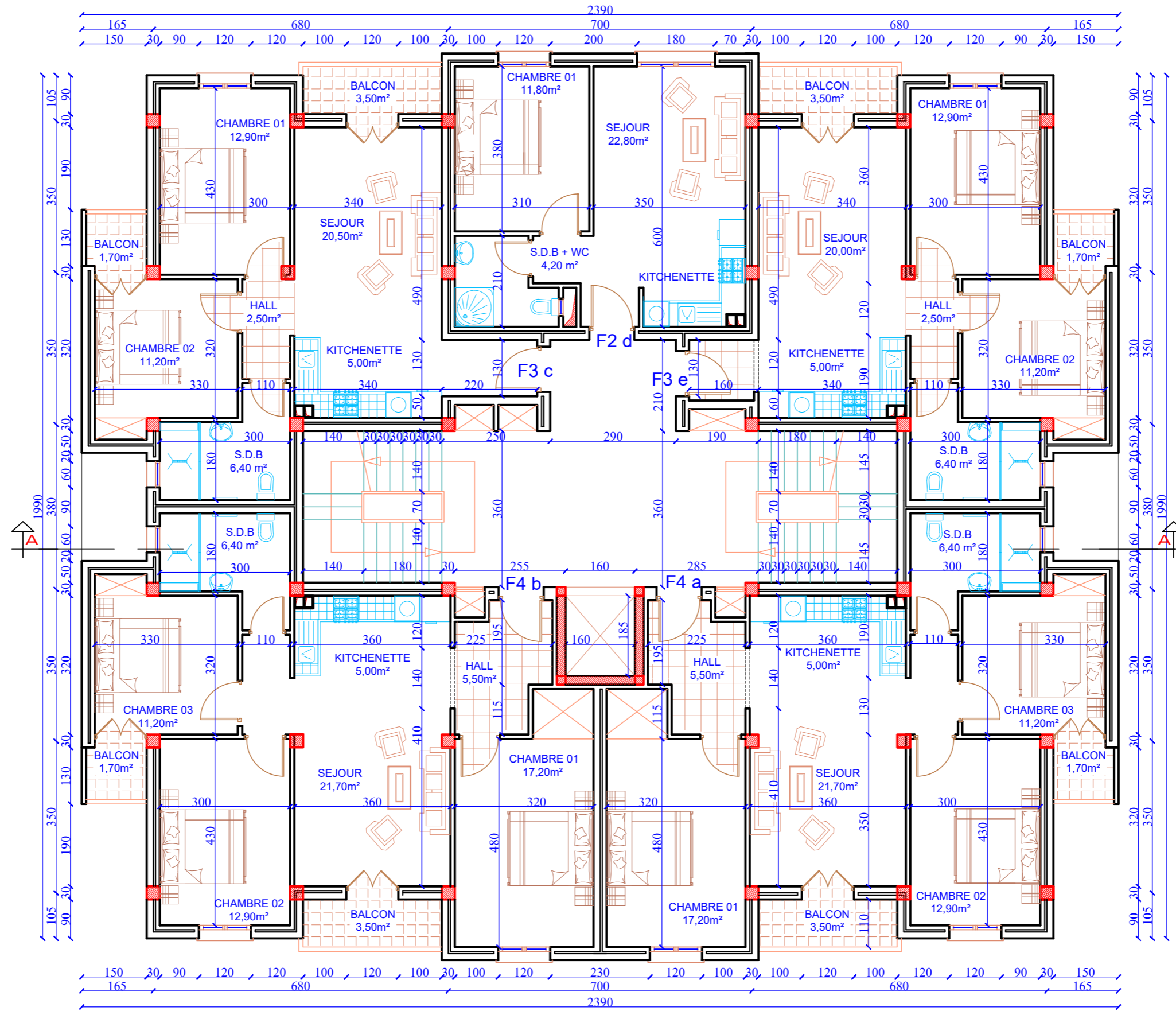
PLAN DU SOUS SOL Ech: 1/100



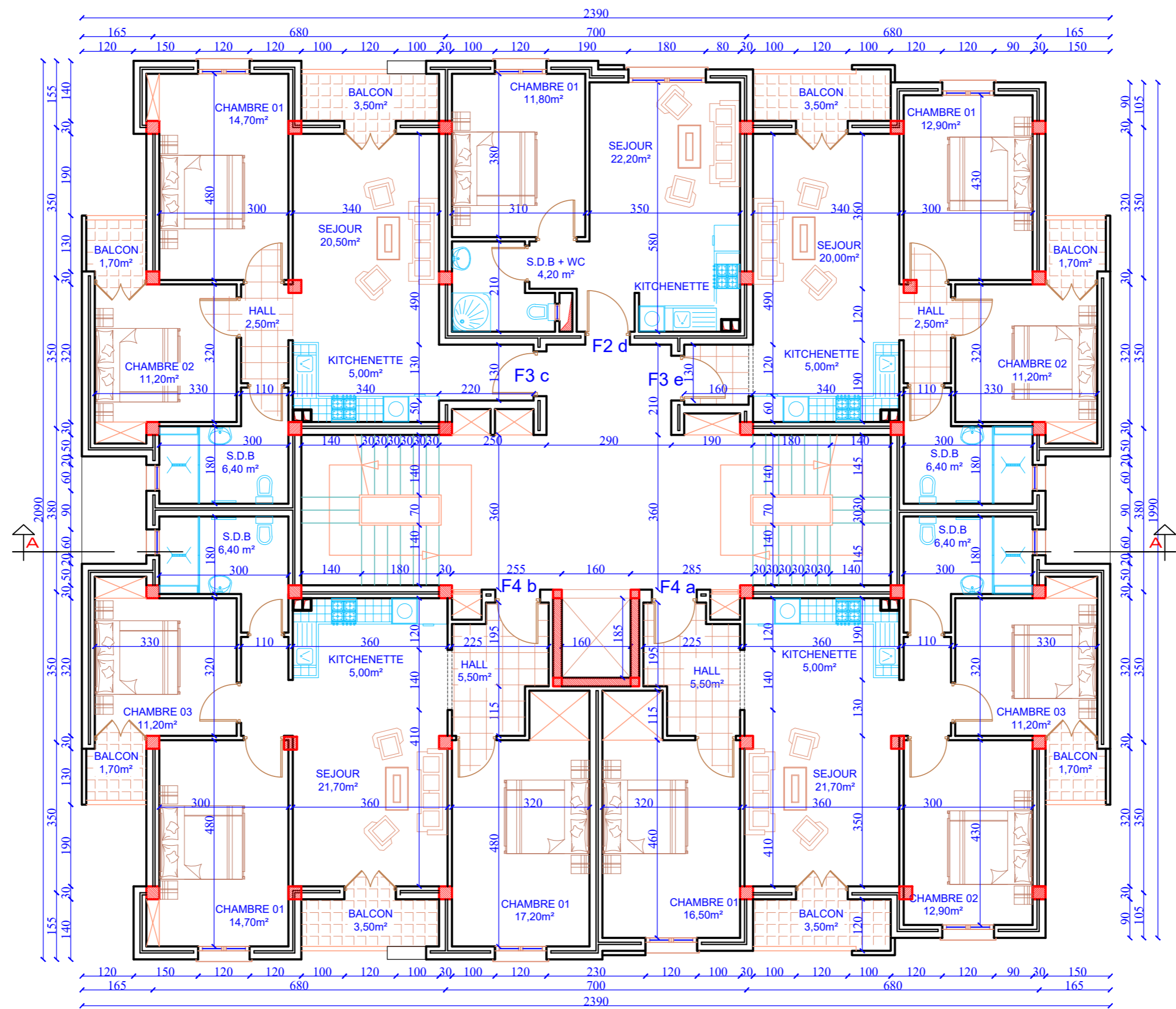


PLAN DU RDC Ech: 1/100

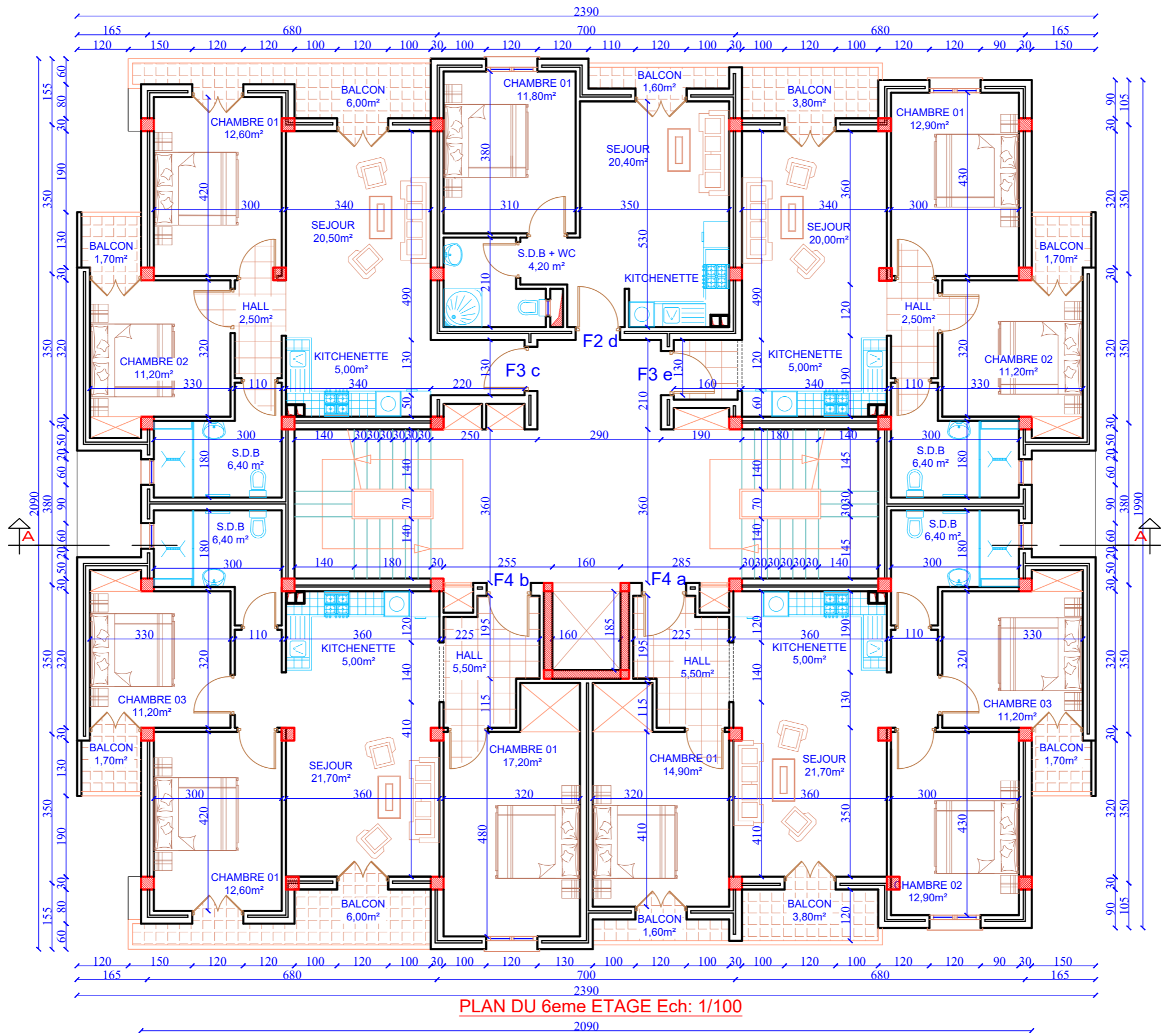
PLAN DU 5eme ETAGE Ech: 1/100



PLAN DU 1er,2eme, 3eme et 4eme ETAGE Ech: 1/100



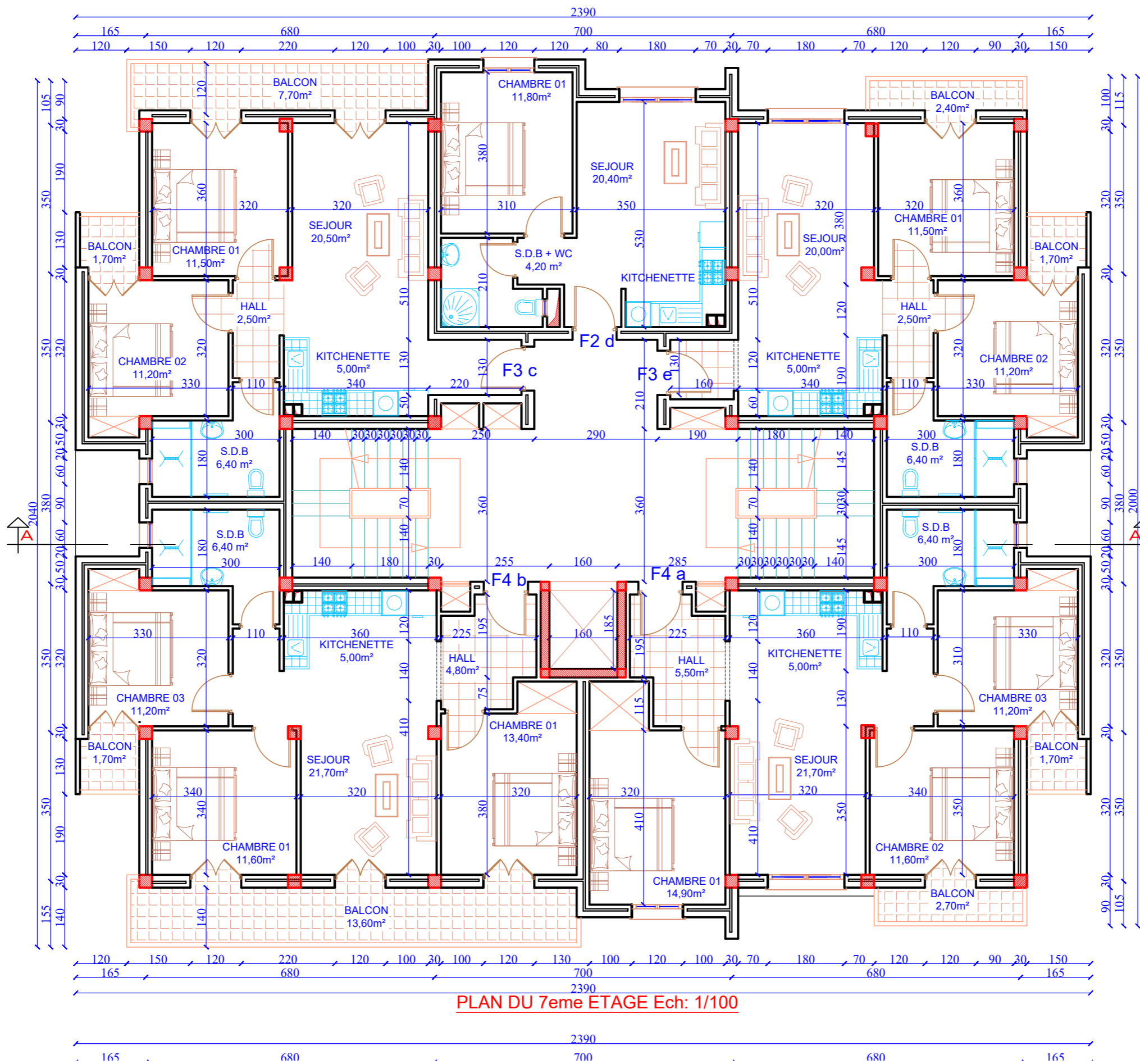
PLAN DU 5eme ETAGE Ech: 1/100



PLAN DU 6eme ETAGE Ech: 1/100

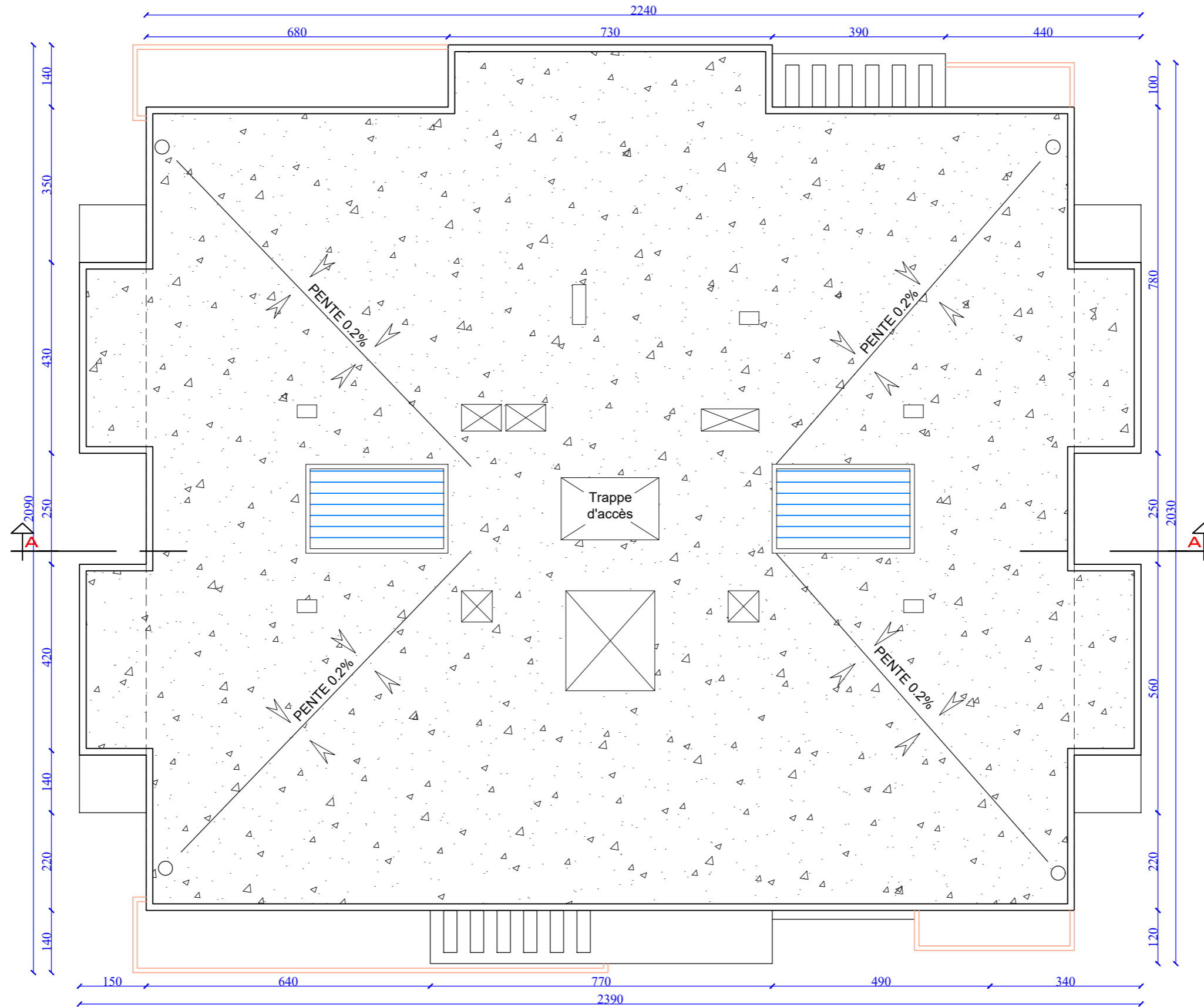


FAÇADE POSTERIEURE Ech: 1/100



PLAN DU 7eme ETAGE Ech: 1/100

FAÇADE PRINCIPALE Ech: 1/100



PLAN DE TOITURE Ech: 1/100