

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA

جامعة سعد دحلب - البليدة -



FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'obtention du diplôme  
DE MASTER

**Option : STRUCTURE, REPARATION ET COUT DE CONSTRUCTION**

Thème

---

ETUDE D'UN HÔTEL EN BÉTON ARMÉ  
EN R+8+UN SOUS-SOL

---

Présenté par :

OUNESLI SIHAM

Promoteur :

Mr : YOUSFI NACIM

*Promotion-2017/ 2018-*

## 1.1. Introduction

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, des éléments, et la géométrie.

## 1.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet étudié, présente un hôtel en béton armé qui est composé de huit étages plus un rez de chaussée (R+8) et un sous-sol, l'ouvrage est implanté dans la commune de BAB EL OUED, dans la wilaya d'Alger. Selon le règlement parasismique algérien (**RPA99v03**), elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (**ZONE III**).

Il est classé aussi comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le « **Groupe 2** » [3].

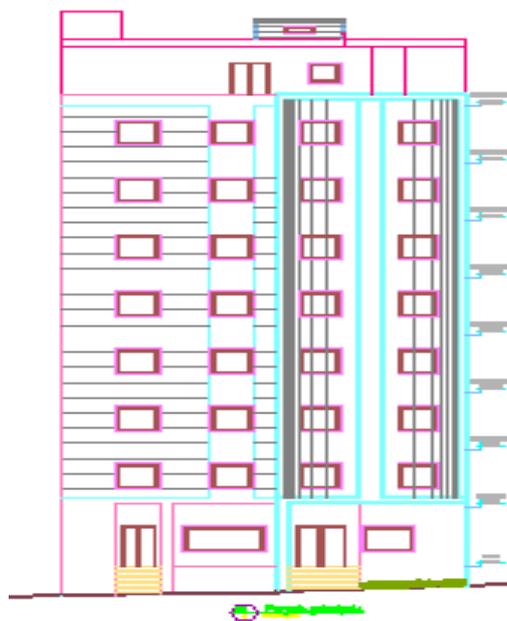


Figure 1.1: façade de l'hôtel

## 1.3. Description de l'ouvrage

### a) dimensions en élévation

- hauteur de sous-sol .....3.74 m
- hauteur de RDC .....3.74m
- hauteur d'étage courant .....3.4 m
- hauteur du bâtiment (sans sous-sol) .....30.94 m

**b) dimensions en plan**

- longueur max .....24.95 m
- largeur max .....13.36 m

**1.4. Structure Porteuse****1.4.1. Ossature**

D'après le règlement parasismique algérien (**RPA99ver.03**), notre structure comporte des portiques et des voiles de contreventement en béton armé suivant les deux directions.

Le système de contreventement du bâtiment est un « système contreventement de structures en portique par des voiles en béton armé » (**type 4b**) [3].

**1.4.2. Les Planchers**

Le type de dalle au niveau des planchers a été choisi en fonction :

- De leur forme géométrique.
- De leur usage.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Des Dalles pleines pour les balcons.
- Plancher en corps creux pour tous les étages.

**1.4.3. Escaliers**

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte deux (2) cages d'escaliers, et un seul type d'escaliers :

- Escalier balancé

**1.4.4. Terrasse**

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible.
- Terrasse accessible.

**1.4.5. Ascenseurs**

La structure comporte deux cages d'ascenseur du rez de chaussée au 8<sup>ème</sup> étage.

**1.4.6. Maçonnerie**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur

- **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux chambres voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

### **1.3. LES PROPRIETES DES MATERIAUX**

#### **1.3.1 Béton**

##### **a. Composition**

Le béton est une pierre artificielle composée de granulats (sable+gravier), liant (ciment) et d'eau.

Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

**a.1) Ciment** : Le CEM II 42.5 est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

**a.2) Granulats** : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ( $0 \leq D_s \leq 5$ ) mm
- Gravier de dimension ( $5 \leq D_g \leq 25$ ) mm

**a.3) Eau de gâchage** : elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits tels que sulfates ou autres produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

##### **b. Résistance du béton [4]**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

###### **b.1. Résistance à la compression**

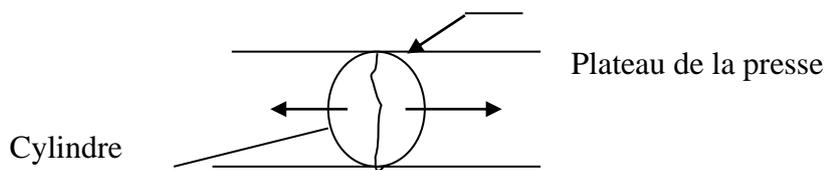
Désignée par  $f_{c28}$  (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm<sup>2</sup> dont la

hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm<sup>2</sup>. Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa

• **Résistance à la traction**

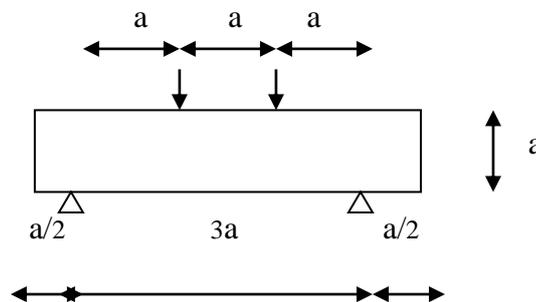
La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).



**Figure 1.2 : Essai Brésilien**

3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :



**Figure 1.3 : Traction par flexion**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{ij}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad [4]$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$  et à la traction  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

**c. Module de déformation longitudinale du béton**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

**c.1. Module de déformation instantané**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [4]$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

**c.2. Module de déformation différé**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [4]$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

**d. Coefficient de poisson**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

**e. Contraintes limites de calcul**

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99) ; on distingue deux états limites.

**e.1. Etat limite ultime « E. L. U »** C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  = coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

$f_{c28}$  = résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

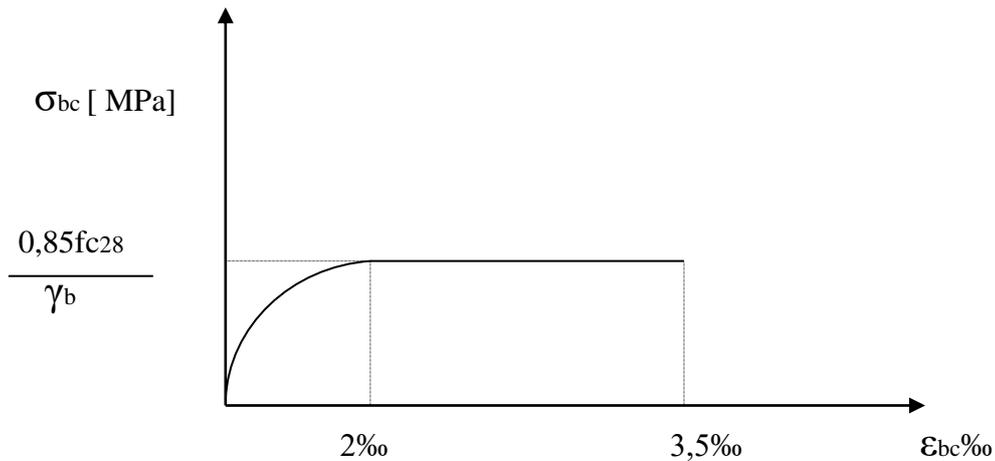


Figure 1.4: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

**e.2. Etat limite de service « E. L. S »**

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \quad [ \text{MPa} ]$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

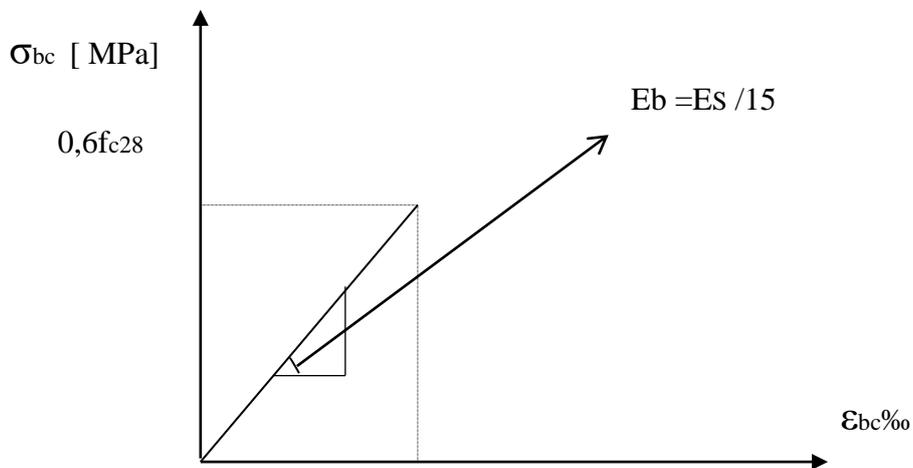


Figure 1.5: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

**I.3.2. Acier**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- les barres à haute adhérence (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 6 mm pour les dalles.

**a) Limites élastiques**

Haute adhérence FeE40  $\longrightarrow$   $f_e = 400 \text{ MPa}$

**b) Contrainte de calcul [4]**

**b.1) E.L.U**

$\sigma_s$  = contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$  et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\diamond \text{ haute adhérence (} f_e = 400 \text{ MPa)} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

**b.2) E.L.S**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.

**Pour une fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \min\left\{\frac{2f_e}{3}; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f t j})\right\}$  (MPa)**

- Pour une fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = 0.8\xi$

$$\xi = \min\left\{\frac{2f_e}{3}; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f t j})\right\}$$

AVEC :

$\eta$  = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

**c) Allongement de rupture**

$\epsilon_s$  = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

**d) Module d'élasticité longitudinale**

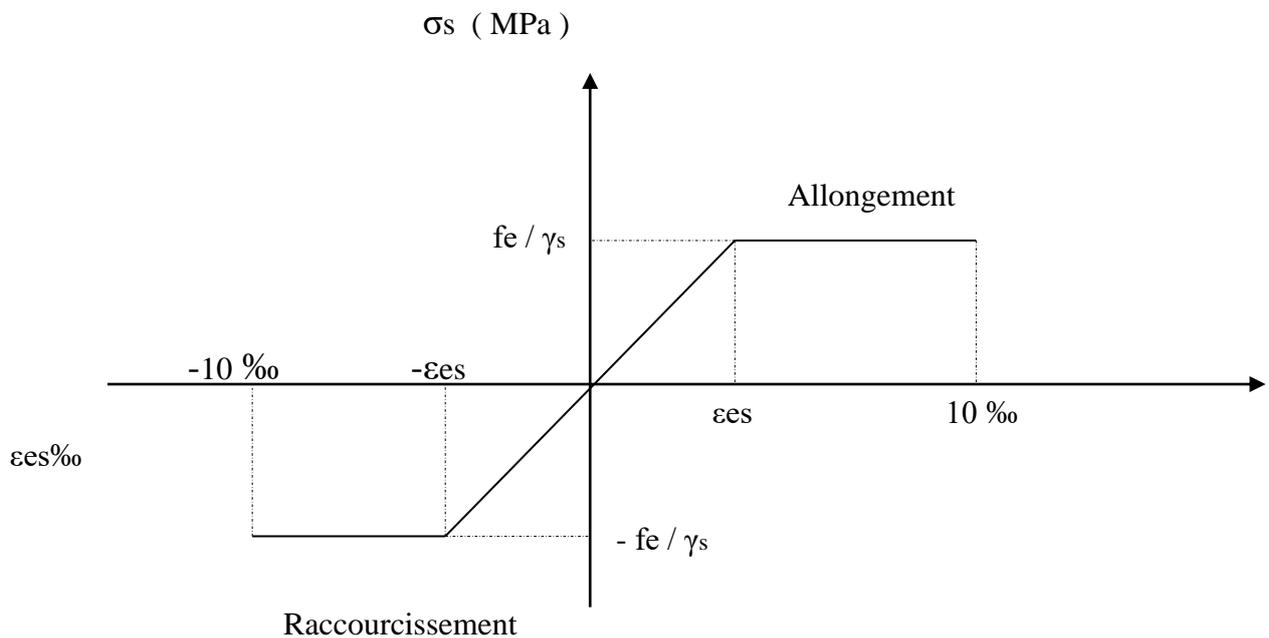
Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; il sera pris égale à :  $E_s = 2,1.10^5$  [MPa]

**e) Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :**

$\sigma_s$  = contrainte de l'acier.

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

$\epsilon_s$  = allongement relatif de l'acier.



**Figure 1.6 :** Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U

## 1.4. Hypothèses de calcul aux états limites : (Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites))

### I.4.1. Hypothèse de calcul à L'ELU

H1 : conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : le raccourcissement unitaire du béton est limité à  $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$  dans le cas de flexion simple ou composée et de  $2\text{‰}$  dans le cas de compression simple.

H5 : l'allongement unitaire de l'acier est limité à  $10\text{‰}$

### f) Règle des trois pivots [4] : (Art 4.3.2) BAEL91

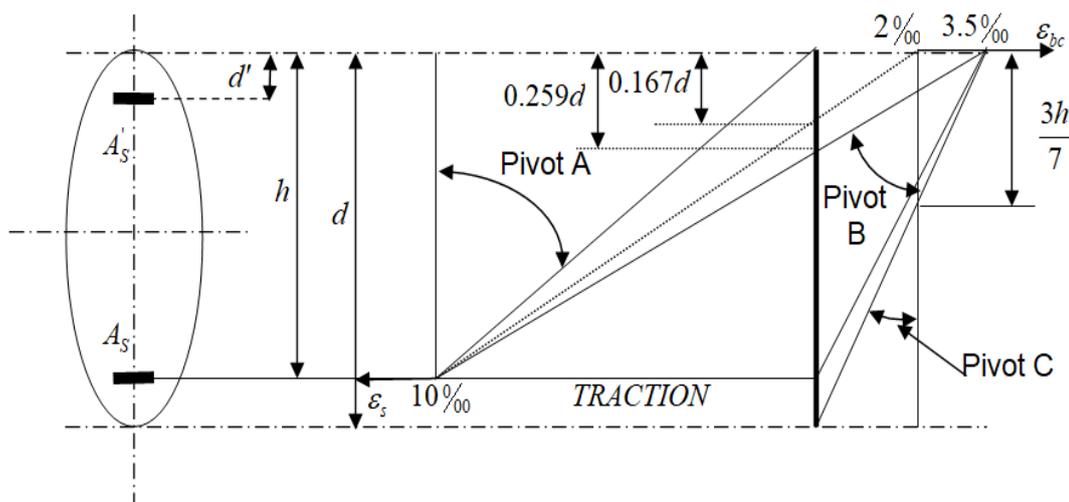


Figure 1.7 : Règle des trois pivots.

Le diagramme des déformations de la section correspond à un état limite, passe par un des trois pivots **A**, **B**, **C** ce qui indique que si :

- Le diagramme passe par le pivot **A** ce qui correspond à l'allongement unitaire  $10\text{‰}$  de l'armature la plus tendue.
- Le diagramme passe par le pivot **B** ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de  $3,5\text{‰}$  du béton.
- Le diagramme passe par le pivot **C** ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de  $2\text{‰}$  de la fibre du béton située à une distance égale à  $3h/7$  de la fibre la plus comprimée.

**1.5. Hypothèse de calcul a L'ELS**

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :  $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

**1.6. Conclusion**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur la caractéristique des matériaux utilisés les quelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

## 2.1. INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois issues des essais expérimentaux, il sera fait selon le **BAEL** et le **RPA 99/ version 2003**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet de la structure vers sa base des éléments structuraux et non structuraux.

## 2.2. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des toitures.

- Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :
  - Plancher en corps creux en partie courante.
  - Dalle pleine pour les balcons et certaines parties des planchers.

### 2.2.1. Plancher en Corps Creux

Ce plancher est constitué d'éléments résistants, ce sont les poutrelles en béton armé, et des éléments de coffrages tels que les corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire (treillis soudé), une dalle de répartition est coulée sur place. Cette dalle appelée dalle de compression.

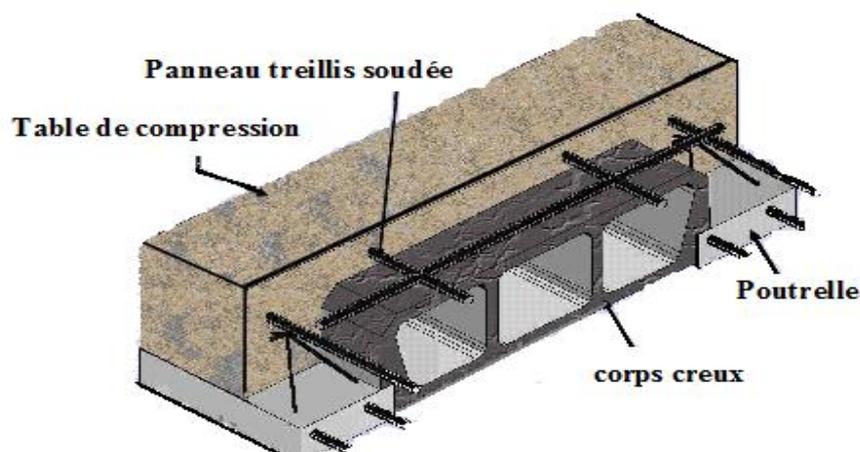


Figure.2.1 : Plancher en corps creux

Le pré-dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$h_t$ : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

$L_{\max}$  : la portée entre nus d'appuis des poutres principales.

$$L = \min \{L_{\max} (\text{sens } x) ; L_{\max} (\text{sens } y)\}$$

$$L_{\max} = \min \{710 \text{ cm} ; 420 \text{ cm}\} = 420 - 30 = 390 \text{ cm}$$

**D'où :**

$$\frac{390}{25} \leq h_t \leq \frac{390}{20}$$

On adopte un plancher de 20 cm.

Hauteur de corps creux = 16 cm

Hauteur de la dalle de compression = 4 cm

### 2.2.2 Plancher dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

#### ➤ Résistance au feu

- $e=7$  cm Pour une heure de coupe-feu
- $e=11$  cm Pour deux heures de coupe-feu

On prend :  $e = 11$  cm.

#### ➤ Isolation phonique

Selon les règles techniques algériennes en vigueur « **CBA93** » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- On limite donc notre épaisseur à : 15cm.

➤ **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis selon les cas suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

-Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis (plancher dalle pleine) :

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

Dans notre cas la dalle repose sur quatre appuis,

L : La petite portée du panneau le plus sollicité ( $L = 4.20m$ )

**Tableau 2.1** : choix de l'épaisseur de la dalle pleine

$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{390}{50} \leq e \leq \frac{390}{40}$ $7,8cm \leq e \leq 9,75cm$
<b>Lechoix</b>	Donc on choisit <b>e = 15 cm</b>

• **Conclusion**

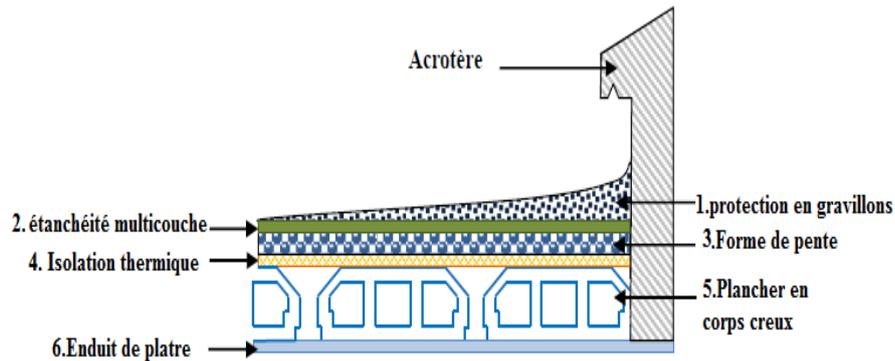
Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux  $e = 20cm$ . Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16cm et une dalle de compression de 4cm (16+4)
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

### 2.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à déterminer les charges selon le **DTR B.C.2.2 [1]**, qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

#### 2.3.1. Terrasse inaccessible (corps creux)



**Figure 2.2 : Plancher terrasse en corps creux**

**Tableau 2.2: Les charges permanentes sur le plancher terrasse inaccessible**

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$e_p$ (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	<b>17</b>	<b>5</b>	<b>0,85</b>
Étanchéité multicouche	<b>6</b>	<b>2</b>	<b>0,12</b>
Forme de pente	<b>22</b>	<b>10</b>	<b>2,2</b>
Par vapeur	<b>6</b>	<b>1</b>	<b>0,06</b>
Isolation thermique (liège)	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>0,16</b>
Plancher en corps creux	<b>/</b>	<b>20</b>	<b>2,8</b>
Enduit de plâtre	<b>10</b>	<b>2</b>	<b>0,2</b>
$\Sigma$	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>6,39</b>

## 2.3.2. Planchers courants (corps creux)

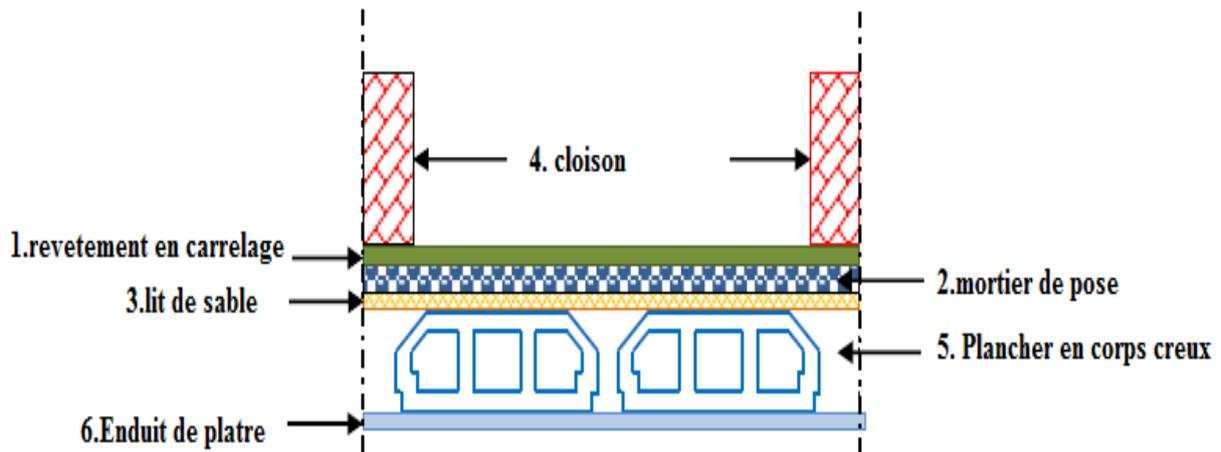


Figure 2.3 : Plancher étage courant en corps creux

Tableau 2.3 : Les charges permanentes sur le plancher étage courant

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	ep (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	2	0,40
Mortier de Pose	20	2	0,40
Lit de sable	18	3	0,54
Plancher en corps creux	/	20	2,8
Enduit de plâtre	10	2	0,2
Cloisons légères	9	10	0,9
$\Sigma$	/	/	5,24

### 2.3.3. Maçonnerie

#### Mur extérieur à double cloison

Les murs extérieurs sont en double cloisons, et ils sont réalisés en briques creux de 10 cm.

D'épaisseurs et une l'âme d'air de 5 cm.

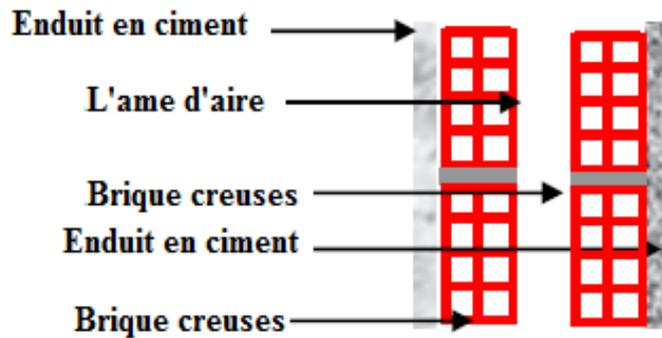


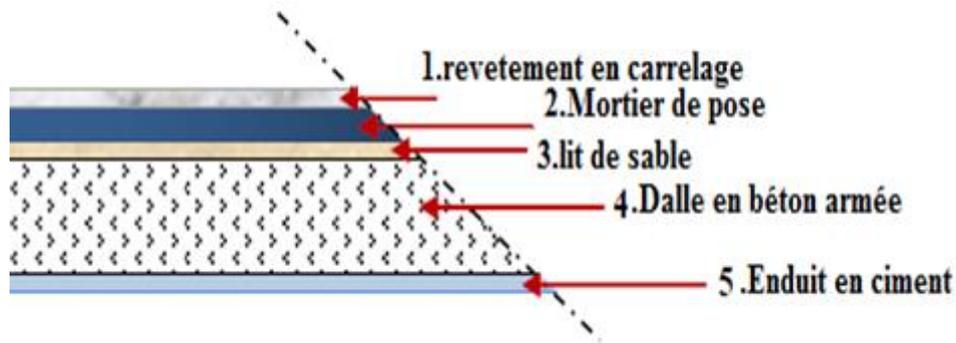
Figure 2.4: Murs extérieurs

Tableau 2.4 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$e_p$ (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment extérieur	20	2	0,4
Briques creuses	9	15	1,35
L'âme d'air	/	5	/
Briques creuses	9	10	0,9
Enduit en plâtre intérieur	10	2	0,2
$\Sigma$	/	/	2,85

### 2.3.4. Dalle pleine

La dalle est constituée d'une plaque de béton avec des armatures incorporée cette dalle en béton armée peut reposer sur deux ou plusieurs appuis.



**Figure 2.5 :** Constituants d'une planche à dalle pleine

**Tableau 2.5 :** Les charges permanentes de la dalle pleine

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$e_p$ (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	2	0,4
Mortier de Pose	20	2	0,4
Lit de sable	18	3	0,54
Dalle en béton armé	25	15	3,75
Enduit en ciment	18	2	0.36
Cloison de distribution	/	/	1.00
$\Sigma$	/	/	6.45

### 2.3.5. Les Balcons

Les Balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armée, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis comme elle peut porter dans une ou deux directions.

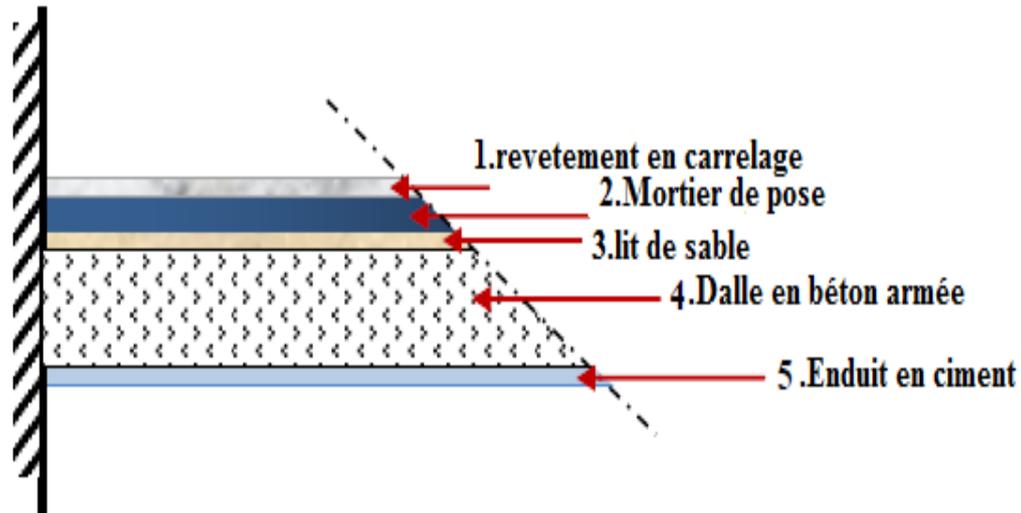


Figure 2.6 : Constituants d'un Balcon

Tableau 2.6 : Les charges permanentes provenant balcon

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$e_p$ (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	2	0,4
Plancher dalle pleine	25	15	3,75
Mortier de Pose	20	2	0,40
lit de sable	18	3	0,54
Garde- corps	/	10	1
Enduit en ciment	18	2	0,36
$\Sigma$	/	/	6,45

### 2.3.6. Escaliers

La structure comporte un escalier balancé : escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées

➤ **Paillasse**

**Tableau 2.7 :** Les charges permanentes de paillasse d'escalier

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$e_p$ (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Poids propre de l'escalier	25	0,16/cos $\alpha$	4,60
Poids propre des marches	25	0,17/2	2,13
Garde- corps	/	/	1,34
Enduits en ciment	18	0,02	0,36
$\Sigma$	/	/	9,23

### 2.3.7. Charges d'exploitations

Vu la nature des planchers et leurs usages, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

**Tableau 2.8:** les charges d'exploitations

Désignation de l'élément	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse (inaccessible)	1
Plancher courant (hôtel)	1,5
Escaliers	2,5
Balcon	3,5
Parking (sous-sol)	2,5

## 2.4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les **BAEL91 (modifié 99)**.

Les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99**).

Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

➤ **Selon les règles BAEL 91 modifié 99**

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

**Avec :**

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre nus d'appuis.

$h$  : hauteur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre

➤ **Selon le RPA 99(version 2003) pour la zone III**

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

### a. Poutres Porteuses

Dans notre structure on a la longueur de poutre à considérer :

$$L_{\max} = 7,10 - 0,30 = 6,80 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } L_{\max} = 6,80 \text{ m}$$

➤ selon BAEL91

$$45,33 \text{ cm} \leq h \leq 68 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 50 \text{ cm}$$

$$15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30x 50 cm**

➤ Vérification selon le RPA99 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,67 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

**b. Poutres Non Porteuses**

$$L_{\max} = 4,20 - 0,30 = 3,90 \text{ m}$$

➤ selon BAEL91

$$26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30x40cm**

• Vérification selon le RPA99

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

**Tableau 2.9:** Dimensions finales des poutres

<b>Plancher à corps creux</b>	
<b>Poutres porteuses</b>	<b>30x50</b>
<b>Poutres non porteuses</b>	<b>30x40</b>

## 2.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

### a. Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure.

Chaque type de poteau reprendra une partie de la charge globale du plancher. A cet effet on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

### b. Etapes de pré-dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par le poteau plus sollicité.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit être supérieure ou égale aux conditions minimales imposées par le « **RPA99 version 2003** »
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

### c. Loi de dégression

Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de cinq (05) niveaux.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ( $n \geq 5$ ) on applique la loi suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par [DTR B.C.2.2] [1].}$$

Avec :

Q : Charge d'exploitation ;

n : nombre d'étage ;

Q<sub>0</sub> : la charge d'exploitation sur le plancher terrasse ;

Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, ..., Q<sub>n</sub> : les surcharges d'exploitations des planchers respectifs.

2.5.1. Dégression des surcharges

Tableau 2.10 : Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
P8	Q <sub>1</sub>	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P7	Q <sub>2</sub>	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P6	Q <sub>3</sub>	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P5	Q <sub>4</sub>	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P4	Q <sub>5</sub>	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
P3	Q <sub>6</sub>	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+\dots\dots\dots +Q_6)$	7,75
P2	Q <sub>7</sub>	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots +Q_7)$	8,497
P1	Q <sub>8</sub>	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots\dots\dots +Q_8)$	9,244
RDC	Q <sub>9</sub>	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+\dots\dots\dots +Q_9)$	10,00
Ssol	Q <sub>10</sub>	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots +Q_{10})$	11,4

Avec :

$Q_0=1\text{KN/m}^2$ .

$Q_1, Q_2, \dots, Q_8, Q_{\text{RDC}}=1,5\text{KN/m}^2$ .

$Q_{\text{ssol}}= 2.5 \text{ KN/m}^2$

2.5.2. Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1) \text{ Art (B-8-4-1) [4]}$$

avec :

\*  $N_u$  : effort normal ultime (compression) =  $1,35G+1,5Q$  ;

\*  $\alpha$  : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).

$\lambda$ : élancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .

$l_f$ : longueur de flambement ;

$i$  : rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .

$I$  : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$ .

\*  $B$  : surface de la section du béton ( $B=a \times b$ ).

\*  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b=1,50$ ).....situation durable.

\*  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s=1,15$ ).....situation durable.

\*  $f_e$  : limite élastique de l'acier ( $f_e=400MPa$ ).

\*  $f_{c28}$  : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28}=25MPa$ ).

\*  $A_s$  : section d'acier comprimée.

\*  $Br$  : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle  $1cm$  d'épaisseur sur toute sa périphérie ( $Br= (a-0,02) (b-0,02)$ ) [ $m^2$ ].

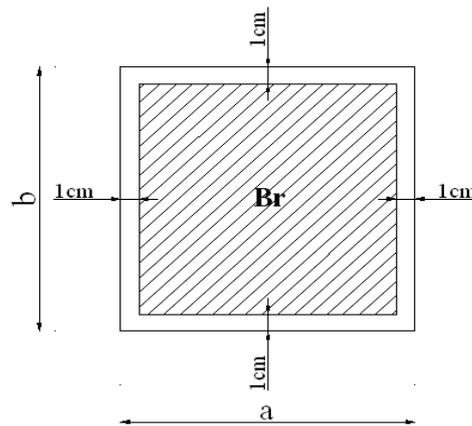


Figure 2.7 : Section réduite du poteau

- Selon le «BAEL 91 modifié 99»

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $Br$  :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,66N_u$$

- **Le minimum requis par « l’RPA99 version 2003 »**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec :

$(a ; b)$  : dimensions de la section.

$h_e$  : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ( $a=b$ ).

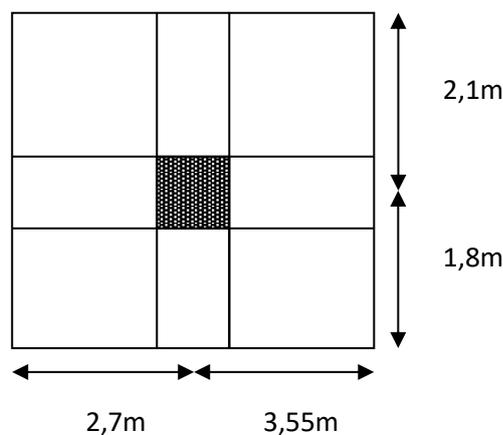
### 2.5.3 Calcul des poteaux

On doit calculer le poteau central seulement d'après la remarque de l’RPA99v03 [3]

- **Remarque : RPA (7.4.1)**

« Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux. »

Poteau central .....  $S=24.37\text{m}^2$



**Figure 2.8 : Surface revenant au poteau central**

**Surface afférente**

$$S_{\text{Total}} = (6,25 \times 3,9) \Rightarrow S = 24,37 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{CC}} = (6,25 \times 2,1) + (1,8 \times 2,7) = 17,98 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{DP}} = (1,80 \times 2,02) = 3,63 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{ESC}} = (1,8 \times 1,45) = 2,61 \text{ m}^2.$$

La portée de la poutre principale = 6.25m

La portée de la poutre secondaire = 3.9m

**Calcul des différents poids****Poids des planchers**

$$\text{Poids du plancher terrasse (corps creux)} = 6,39 \times 24,37 = 155,72 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du plancher étage courant (corps creux)} = 5,34 \times 17,98 = 96,01 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du plancher étage courant (dalle pleine)} = 6,45 \times 3,63 = 23,41 \text{ KN}$$

**Poids des poutres**

$$\text{Poids des poutres porteuse } G_{\text{PP}} = 0,5 \times 0,3 \times 25 \times 6,25 = 23,43 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres non porteuse } G_{\text{PNP}} = 0,4 \times 0,3 \times 25 \times 3,9 = 11,7 \text{ KN}$$

**Poids de poteaux**

$$\text{Poids de poteau de l'étage courant } (3,40 - 0,50) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,52 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de poteau de l'étage RDC } (3,74 - 0,50) \times 25 \times (0,3)^2 = 7,29 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de poteau de l'étage S.S } (3,06 - 0,50) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,76 \text{ KN}$$

**Poids des escaliers :**

$$\text{Poids des escaliers } 1,80 \times 1,45 \times 9,23 = 24,09 \text{ KN}$$

$$\text{Poids étage courant : } ((17,98 + 3,63) \times 5,34) = 115,39 \text{ KN}$$

## Tableau récapitulatif de la descente de charge pour le poteau plus sollicité

Tableau 2.11 : Descente de charge du poteau plus sollicité

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	N1	Poids terrasse inaccessible Poids de la poutre principale Poids de la poutre secondaire <b>Total :</b>	155,12 23,43 11,7 <b>190,25</b>	<b>60,55</b>
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	N2	Venant de N1 Poids du plancher étage courant Poids poteau Poids de la poutre principale Poids de la poutre secondaire Poids des escaliers <b>Total :</b>	190,25 96,01 6,52 23,43 11,70 24,09 <b>352</b>	<b>89,72</b>
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	N3	Venant de N2 X <b>Total :</b>	352 161,75 <b>513,75</b>	<b>115,65</b>
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	N4	Venant de N3 X <b>Total :</b>	513,48 161,75 <b>675,5</b>	<b>138,34</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	N5	Venant de N4 X <b>Total :</b>	674,5 161,75 <b>837,25</b>	<b>157,79</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	N6	Venant de N5 X <b>Total :</b>	837,25 161,75 <b>999</b>	<b>174</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	N7	Venant de N6 X <b>Total :</b>	999 161,75 <b>1160,75</b>	<b>190,14</b>
<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	N8	Venant de N7 X <b>Total :</b>	1160,75 161,75 <b>1322,5</b>	<b>206,28</b>

<b>RDC</b>	N9	Venant de N1 Poids du plancher étage courant Poids poteau Poids de la poutre principale Poids de la poutre secondaire Poids des escaliers  <b>Total :</b>	1322,5 96,01 7,29 23,43 11,7 24,09  <b>1485,02</b>	<b>222,62</b>
<b>S.SOL</b>	N10	Venant de N9 Poids du plancher étage courant Poids poteau Poids de la poutre principale Poids de la poutre secondaire Poids des escaliers  <b>Total :</b>	1485,02 96,01 5,76 23,43 11,7 24,09  <b>1646,01</b>	<b>252,87</b>
<b>Totale</b>	$\Sigma$		<b>1646,01</b>	<b>252,87</b>

### Exemple de calcul

#### Etude de 8<sup>ème</sup> étage

$$N_{G8} = 190,25 \text{ kN}$$

$$N_{Q8} = Q \times S = 2,5 \times (21,61 + 2,61) = 60,55 \text{ kN}$$

$$N_{u8} = 1,35 N_{G8} + 1,5 N_{Q8} = 347,66 \text{ kN}$$

$$Br \geq 0,66 N_u \Rightarrow Br \geq 229,45 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$$

$$\text{On } a = b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 15,74 \text{ cm}$$

$$a = b = 15,16 \text{ cm}$$

$$\text{Le choix: } a = b = 30 \text{ cm}$$

#### Vérification de la section à l'ELS

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 270,61 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad \text{avec: } B = a \times b = 900 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{ser} = 2,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

2.5.4 Choix des sections des poteaux

Tableau 2.12 : Choix des sections des poteaux

Niveau	N <sub>G</sub> (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	CHOIX (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	σ <sub>ser</sub> (MPa)	Obs
8	190,25	60,55	347,66	229,45	15,16	30*30	30*30	250,8	2,42	ok
7	352	89,72	609,78	402,45	20,08	30*30	30*30	441,72	4,26	ok
6	513,75	115,65	867,03	572,23	23,94	30*30	30*30	629,4	6,08	ok
5	675,5	138,34	1119,43	738,82	27,20	30*30	30*30	813,84	7,86	ok
4	837,25	157,79	1366,93	902,17	30,05	30*30	35*35	995,04	7,06	ok
3	999	174	1609,65	1062,36	32,61	30*30	35*35	1173	8,32	ok
2	1160,75	190,14	1852,22	1222,46	34,98	30*30	35*35	1350,89	9,58	ok
1	1322,5	206,28	2094,79	1382,56	37,20	30*30	40*40	1528,78	8,30	ok
RDC	1485,02	222,62	2338,70	1543,54	39,30	30*30	40*40	1707,64	9,27	ok
S.S	1646,01	252,87	2601,41	1716,93	41,45	30*30	45*45	1898,88	8,15	ok

2.5.5. Vérification du critère de résistance

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau 2.13 : Vérification du critère de résistance

Poteau	Niveau	N <sub>u</sub> (KN)	B(cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> /B(MPa)	Conditions
poteau central	S.S	2601,41	45*45	12,84	Vérifiée
	RDC	2338,70	40*40	14,61	Non Vérifiée
	1 <sup>ème</sup> étage	2092,79	40*40	13,07	Vérifiée
	2 <sup>ème</sup> étage	1852,22	35*35	15,12	Non Vérifiée
	3 <sup>ème</sup> étage	1609,65	35*35	13,14	Vérifiée
	4 <sup>ème</sup> étage	1366,93	35*35	11,15	Vérifiée
	5 <sup>ème</sup> étage	1119,43	30*30	12,43	Vérifiée
	6 <sup>ème</sup> étage	867,03	30*30	9,63	Vérifiée
	7 <sup>ème</sup> étage	609,78	30*30	6,77	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	347,66	30*30	3,86	Vérifiée	

Le critère de la résistance n'est pas vérifié dans certains étages

Il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

➤ Après quelques essais on a choisi les sections suivantes :

**Tableau 2.14 : Vérification du critère de résistance**

Poteau	Niveau	N <sub>u</sub> (KN)	B(cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> /B(MPa)	Conditions
poteau central	S.S	2601,41	45*45	12,83	Vérifiée
	RDC	2338,70	45*45	11,54	Vérifiée
	1 <sup>ème</sup> étage	2092,79	40*40	13,07	Vérifiée
	2 <sup>ème</sup> étage	1852,22	40*40	11,54	Vérifiée
	3 <sup>ème</sup> étage	1609,65	35*35	13,12	Vérifiée
	4 <sup>ème</sup> étage	1366,93	35*35	11,14	Vérifiée
	5 <sup>ème</sup> étage	1119,43	30*30	12,42	Vérifiée
	6 <sup>ème</sup> étage	867,03	30*30	9,62	Vérifiée
	7 <sup>ème</sup> étage	609,78	30*30	6,77	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	347,66	30*30	3,86	Vérifiée	

### 2.5.6 .Vérification de l'effort normale réduit

$$\text{➤ } v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \dots \dots \dots [3]$$

Avec :

B<sub>c</sub> : section de poteau

N<sub>d</sub> : G+Q

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau 2.15** : vérification de l'effort normal réduit

Niv	N <sub>a</sub> (KN)	b x h (cm <sup>2</sup> )	B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	v	Observation
8 <sup>ème</sup>	250,8	30*30	900	0,11	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	441,72	30*30	900	0,19	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	629,4	30*30	900	0,27	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	813,84	30*30	900	0,36	Non Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	995,04	35*35	1225	0,32	Non Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	1173	35*35	1225	0,38	Non Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	1350,89	40*40	1600	0,33	Non Vérifiée
1 <sup>er</sup>	1528,78	40*40	1600	0,38	Non Vérifiée
RDC	1707,64	45*45	2025	0,33	Non Vérifiée
Ssol	1898,88	45*45	2025	0,37	Non Vérifiée

La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée dans certains étages

Il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

- Après quelques essais on a choisi les sections suivantes :

**Tableau 2.16:** Vérification de l'effort normal réduit

Niv	N <sub>d</sub> (KN)	b x h ( cm <sup>2</sup> )	B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	v	Observation
8 <sup>ème</sup>	250,8	30*30	900	0,11	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	441,72	30*30	900	0,19	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	629,4	30*30	900	0,27	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	813,84	35*35	1225	0,26	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	995,04	40*40	1600	0,24	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	1173	40*40	1600	0,29	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	1350,89	45*45	2025	0,26	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	1528,78	45*45	2025	0,30	Vérifiée
RDC	1707,64	50*50	2500	0,27	Vérifiée
Ssol	1898,88	50*50	2500	0,30	Vérifiée

La vérification de l'effort normal réduit est vérifiée dans tous les étages.

➤ **Conclusion**

Les sections choisis sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau 2.17 :** Choix final des sections des poteaux

Les étages	Choix finale
8 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étages	30*30
5 <sup>ème</sup> étages	35*35
4 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	40*40
2 <sup>ème</sup> et 1 <sup>er</sup> étage	45*45
RDC et S <sub>SOL</sub>	50*50

## 2.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

D'après l'article 7.7.1 du RPA99 V2003, les éléments satisfaisant la condition ( $L \geq 4a$ ) sont considérés comme des voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon d'assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré-dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations du règlement parasismique RPA99 version 2003.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la Hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

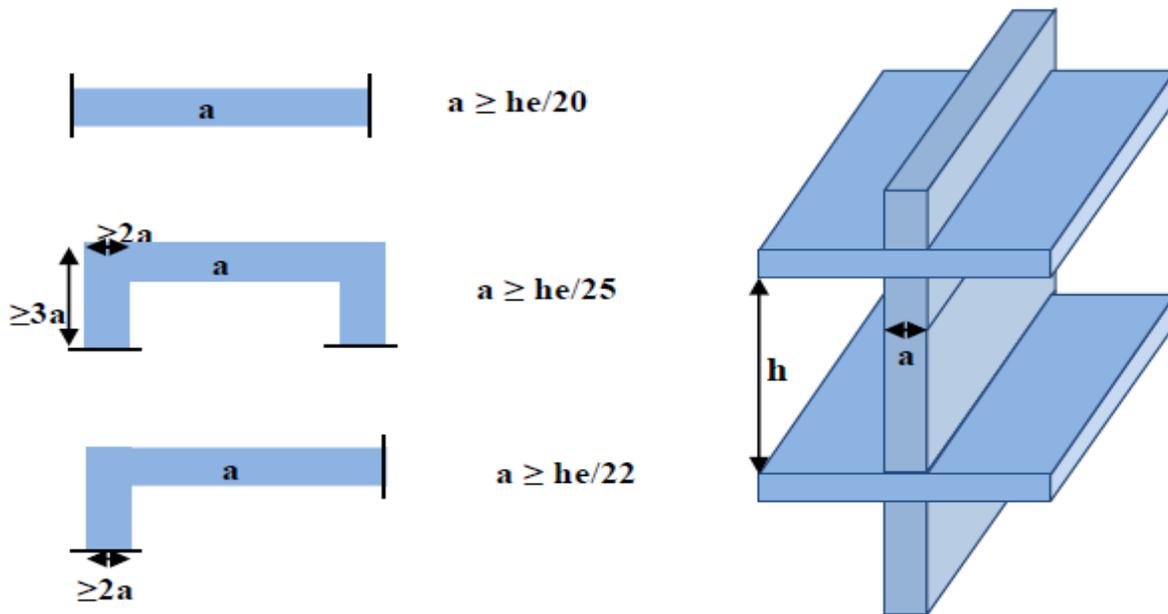


Figure 2.9 : Schéma du voile et les Coupes en plan

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 5 \text{ cm} ; h_e / 22 \right\} \text{ (art:7.7.1) [3]}$$

$h_e$  : hauteur d'étage- hauteur de la poutre

$a_{\min}$ : épaisseur de voile

- Pour l'étage courant  $h_e = (3,40 - 0,50) = 2,9 \text{ m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 13,18 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$$

- Pour le RDC  $h_e = (3,74 - 0,50) = 3,24 \text{ m.}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 14,72 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$$

On opte pour **a = 15 cm.**

**2.7. Conclusion**

La descente des charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments porteurs

Leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les **BAEL91 (modifié 99)**.

Les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique

Algérien (**RPA99**).

### 3.1. Acrotère

#### 3.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structurel, il sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q=1\text{kN/ml}$ .
- Force sismique horizontale  $F_p$  agissant sur l'acrotère

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

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

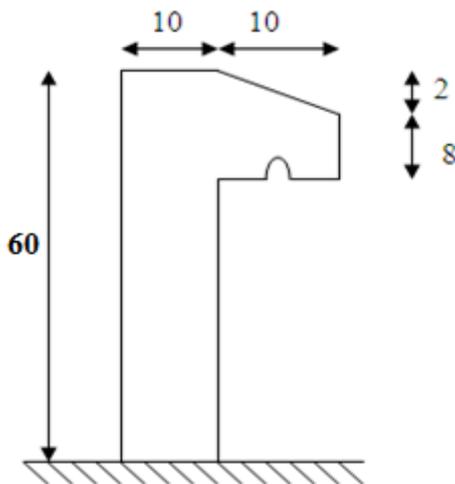


Figure 3.1 : L'acrotère

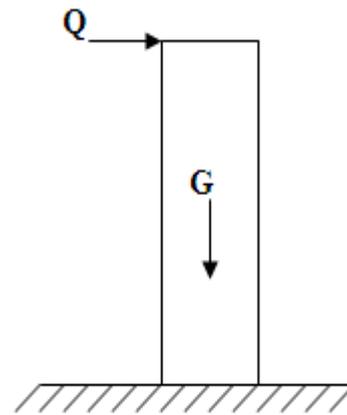


Figure 3.2: Sollicitation de l'acrotère

#### 3.1.2. Evaluation des charges

##### a-Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[ (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN / ml}$$

- Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  ;  $\rho=14\text{kN/m}^3$ ) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN / ml}$$

$$\mathbf{G=2,117\text{KN/ml}}$$

**b-Charge d'exploitation**

$Q=1,00\text{kN/ml}$

➤ **L'action des forces horizontales  $Q_h$  : ( $F_p$ )**

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p=4AC_pW_p$  Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [ $A=0,25$ ].....groupe 2.

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [ $C_p=0,8$ ].

$W_p$  : Poids de l'acrotère =2,12 KN.

$F_p= 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,12= 1.696\text{KN}$ .

$Q_u= \max (1,5Q ; F_p) =\max (1.5\text{KN} ; 1.696\text{KN})$ .

$Q_u =Q_h=1.696\text{KN}$ .

**3.1.3. Calcul Des Efforts**

Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U :**

$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2.12 = 2.862 \text{ KN}$

$M_U = 1,5 \cdot Q_h \cdot H = 1,5 \times 1.696 \times 0.60 = 1.526 \text{ KN.m}$

$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1.696 = 2.544 \text{ KN}$

**E.L.S :**

$N_s = G = 2,12 \text{ KN}$

$M_s = Q_h \cdot h = 1,02 \text{ KN.m}$

$T_s = F_p = 1,696\text{KN}$

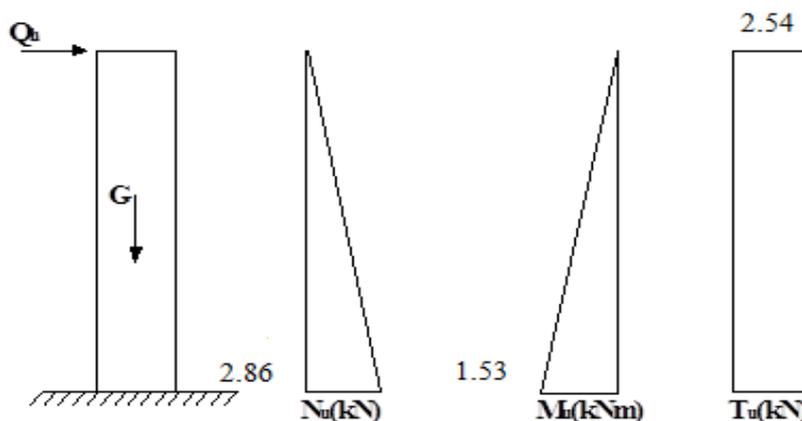


Figure 3.3: Diagramme des efforts à l'ELU.

3.1.4. Ferrailage de la Section de L'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

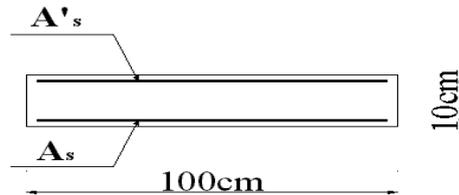
$h = 10 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $M_U = 1,53 \text{ KN.m}$ ,  $N_U = 2,86 \text{ KN}$ ,  $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$ ,  $F_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

$d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$

$c = c' = 2,5 \text{ cm}$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,53}{2,86} = 0,534 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$



On a:  $e_0 = 53,4 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

➤ Calcul du moment fictif «  $M_f$  »

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1.601 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

D'après l'organigramme :  $M = M_F = 1.601 \text{ KN.m}$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$  Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,018$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,935 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,014 \leq 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_s = 51,49 \text{ mm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_s' \quad \text{et} \quad A_2 = A_s - \frac{N}{\sigma_s} = 51,49 - \frac{2,86 \cdot 10^3}{348} = 43,27 \text{ mm}^2$$

On obtient :  $A_1 = 0$  et  $A_2 = 43,27 \text{ mm}^2$

**3.1.5. Vérification de la section d'acier selon «BAEL 91» [4]**

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \max \{1\text{cm}^2 ; 1.087 \text{ cm}^2\} = 1.087 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\text{On opte finalement pour } 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } S_r = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

**3.1.6. Armatures de répartitions**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,63\text{cm}^2$$

$$\text{On choisi } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement. } S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3}$$

Donc :  $S_t = 18 \text{ cm}$ .

**3.1.7. Vérification à L'E.L.S**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48,11\text{cm}$$

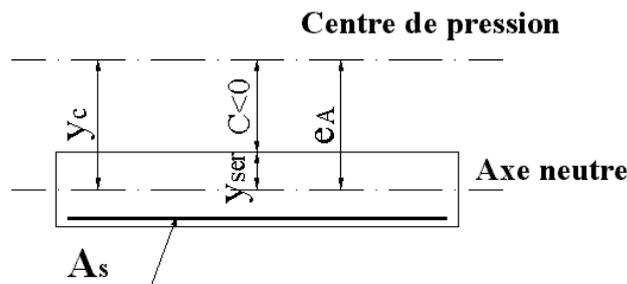


Figure 3.4 : Position de l'axe neutre

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

$C$  : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 52,11 \text{ cm} \Rightarrow C = -43,11 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 \begin{cases} p = -3c^2 - 6n(c - c') \frac{A'_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5560,73 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 149403,93 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$A = q^2 + \left( \frac{4p^3}{27} \right) = -3,15.10^9$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,93 \quad \Rightarrow \phi = 159,40^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 86,10$$

$$y_1 = a \cos \left( \frac{\phi}{3} + 120 \right) = -85,48 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left( \frac{\phi}{3} \right) = 51,65 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left( \frac{\phi}{3} + 240 \right) = 33,42 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 51,65 \text{ cm}$

Car :

$$0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{ser} = 51,65 - 43,11 = 8,54 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 8,54 \text{ cm} \\ y_c = 51,65 \text{ cm} \end{cases}$$

**Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 21869,08 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

**3.1.8 Vérification des contraintes**

**a. Contrainte de béton**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,12 \cdot 10^3 \times 51,65 \cdot 10}{21869,08 \cdot 10^4} \right) \times 8,54 \cdot 10 = 0,43 MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**b. Contraintes de l'acier**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 MPa \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 0,35 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 4,53 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**3.1.9 Vérification de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 f_{c28}; 4 MPa\} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{2,55 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,028 MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.1.10 Shéma de ferrailage

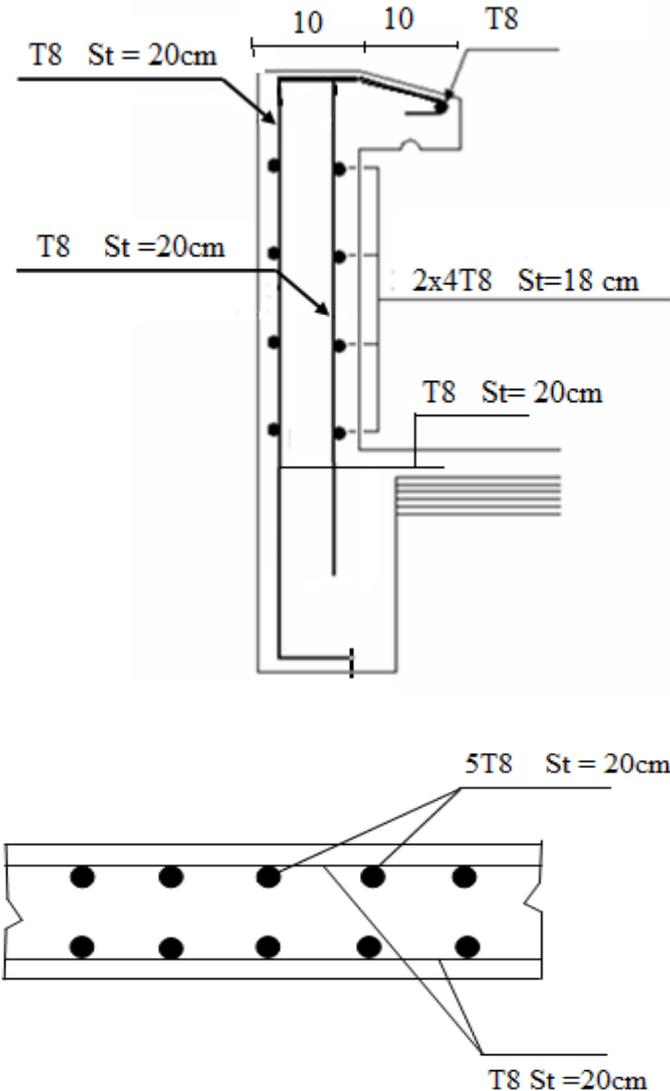


Figure 3.5 :Ferrailage de l'acrotère

## 3.2. Etude des planchers

### 3.2.1. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

### 3.2.2. Plancher en corps creux

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension  $(20 \times 16 \times 65) \text{ cm}^3$  avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur

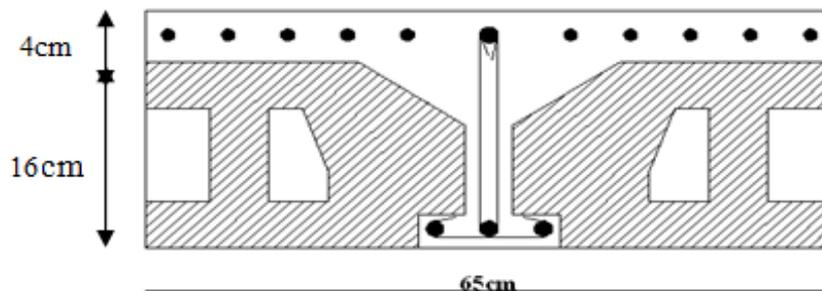


Figure 3.6 : Dimension du corps creux

#### ➤ Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis, parallèlement à la petite portée.

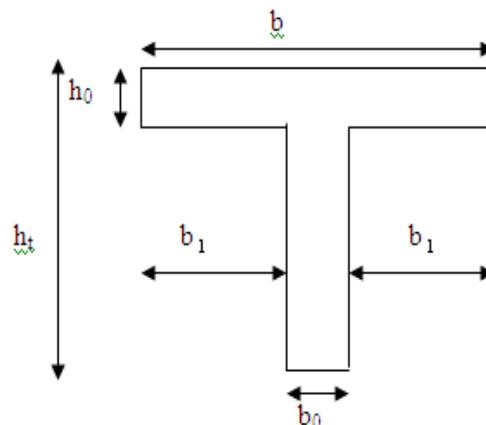


Figure 3.7: Schéma de poutrelle

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{390}{25} \leq h_t \leq \frac{390}{20} \dots\dots\dots [7]$$

D'où  $15,6 \text{ cm} \leq h_t \leq 19,5 \text{ cm} \rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$

Avec :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$$

Dans notre cas, on a un plancher d'épaisseur 20 cm

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 15) \text{ cm}$$

Donc  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \quad ; \quad h_o = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_o = 12 \text{ cm} \\ b_1 = \frac{b - b_o}{2} = 26.5 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

➤ **Calcul des poutrelles**

Le calcul se fait en deux étapes :

1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression.

2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression.

**1<sup>ère</sup> étape :** Avant le coulage de la table de compression

-Poutrelle de travée  $L=4.20\text{m}$

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

-Son poids propre.

-poids du corps creux.

-surcharge due à l'ouvrier  $Q=1 \text{ KN /m}^2$ .

**Evaluation des charges et surcharge**

• **Charges permanentes**

Poids propre de la poutrelle .....  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids du corps creux .....  $0.65 \times 0.20 \times 15 = 1.95 \text{ KN/ml}$

**G = 2.07 KN/ml**

• **Charges d'exploitation**

$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison des charges**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 3.76 \text{ KN/ml}$

**ELS :**  $q_{ser} = G + Q = 2.72 \text{ KN/ml}$

**Calcul des moments :**

Dans notre cas  $L = 4,20 \text{ m}$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} \implies M_u = 8,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} \implies M_{ser} = 5,99 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**

$M_u = 8,29 \text{ KN.m}$  ;  $b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 3,6 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple :

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

$\mu = 3,76 > \mu_R = 0.392 \implies A'_s \neq 0$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

**2<sup>eme</sup> étape**

Après le coulage de la table de compression.

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té ».

**Evaluation des charges et surcharges**

**Plancher terrasse**

**-Charge permanentes**

$G = 6,39 \times 0.65 = 4,15 \text{ KN/ml}$

**-Surcharges d'exploitation**

$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

**Plancher courant**

**-Charge permanentes**

$G = 5.34 \times 0.65 = 3,47 \text{ KN/ml}$

**-Surcharges d'exploitation**

$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

**Combinaison des charges**

**Plancher terrasse**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6,57 \text{ KN/ml}$

**ELS :**  $q_{ser} = G + Q = 4,80 \text{ KN/ml}$

**Plancher courant**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6,13 \text{ KN/ml}$

**ELS :**  $q_{ser} = G + Q = 4,44 \text{ KN/ml}$

**Conclusion**

Le plancher Terrasse est le plus sollicité.

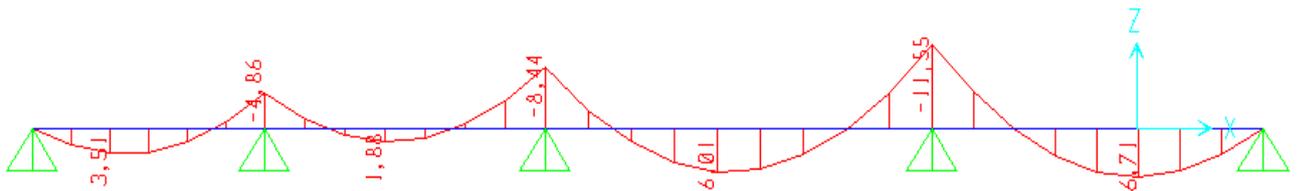
**Calcul des efforts internes**

Méthode des éléments finis (SAP2000)

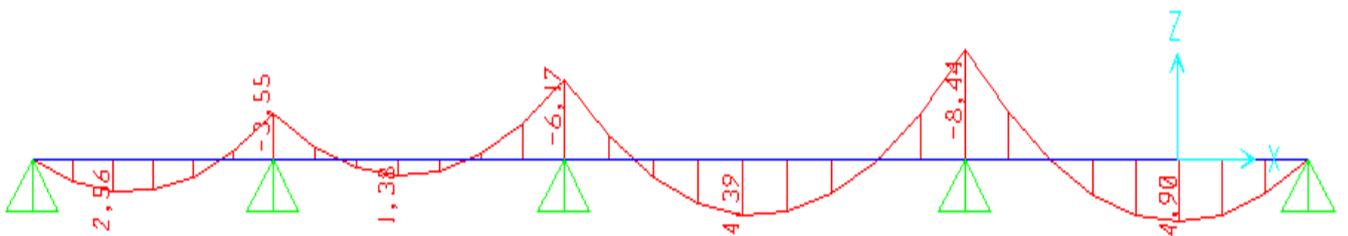
➤ **Travée B**

Diagrammes des moments fléchissant :

**ELU**

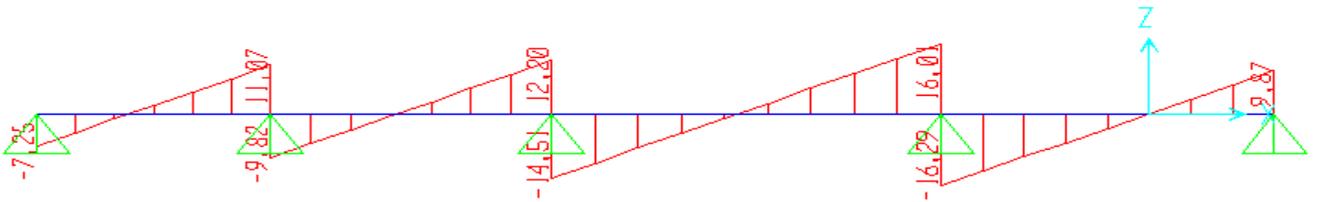


**ELS**



Diagrammes des efforts tranchants :

**ELU**



**ELS**

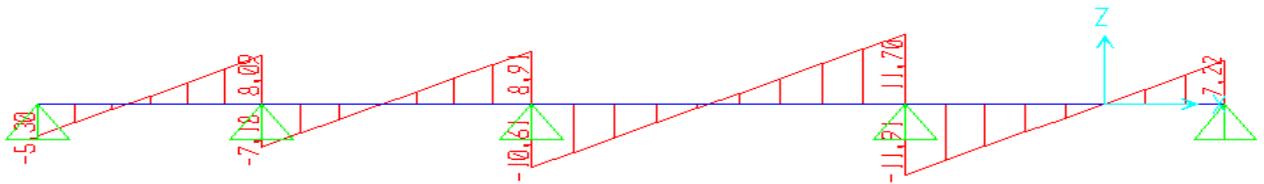
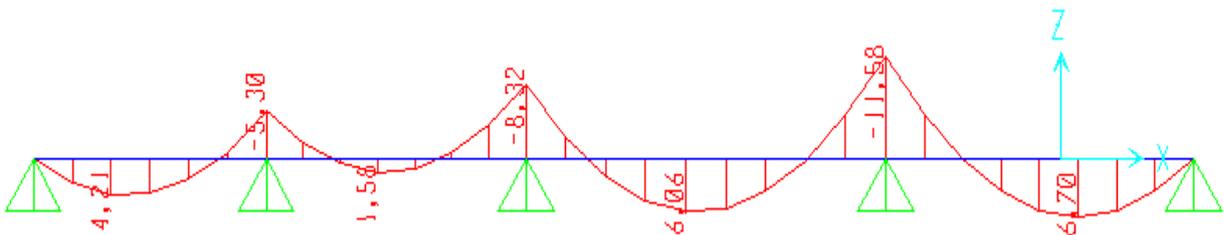


Figure 3.8 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle B

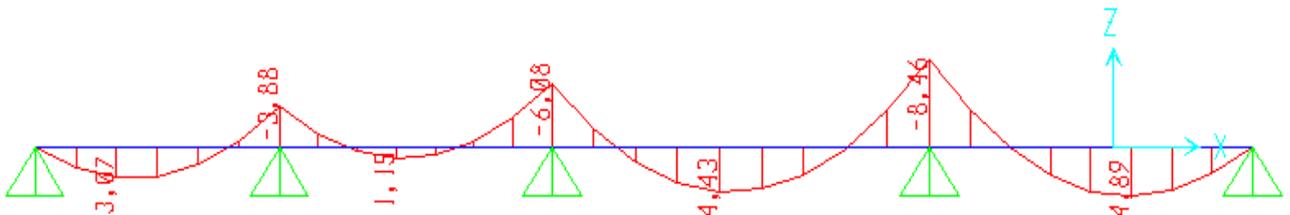
➤ **Poutrelle C**

Diagrammes des moments fléchissant :

**ELU**

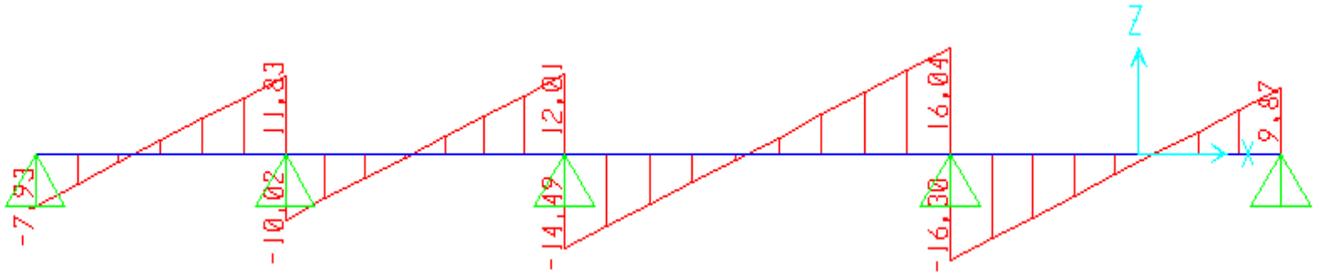


**ELS**

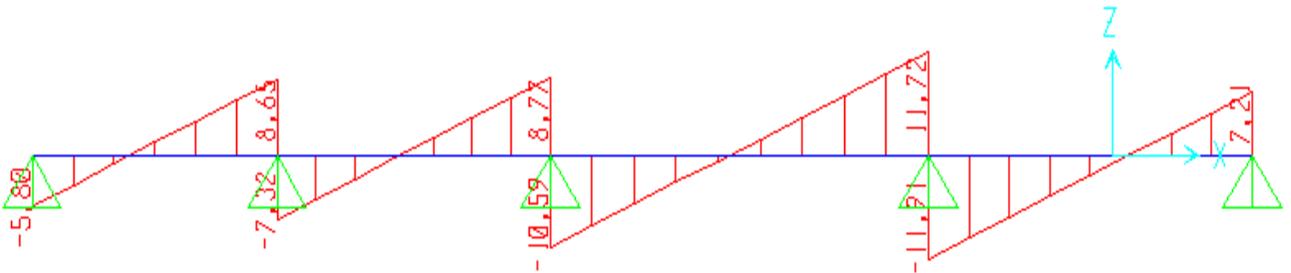


Diagrammes des efforts tranchants :

**ELU**



**ELS**

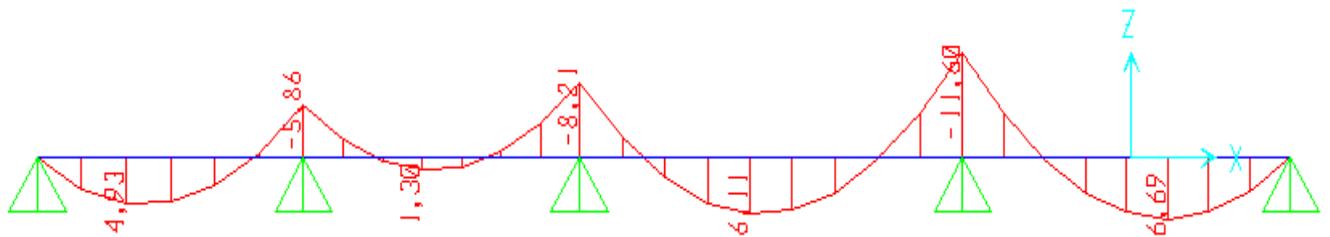


**Figure 3.9:** Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle C

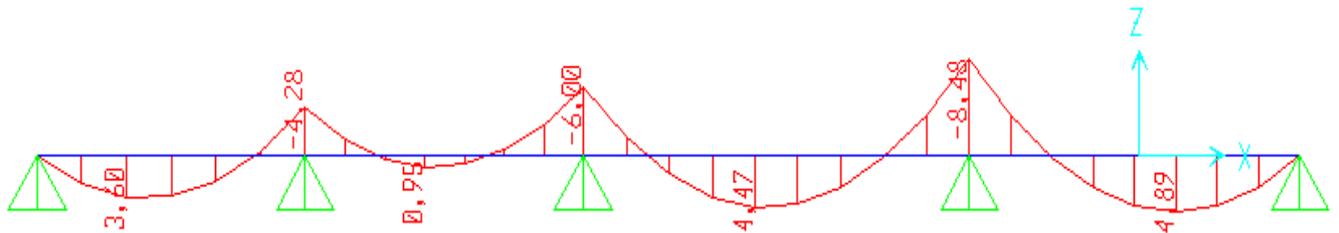
➤ **Poutrelle D**

Diagrammes des moments fléchissant :

**ELU**

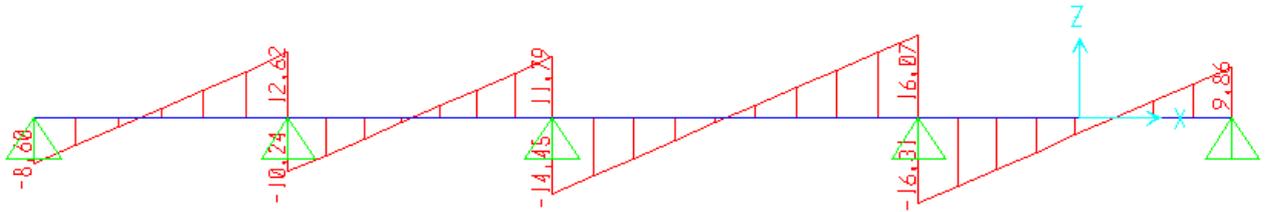


**ELS**



Diagrammes des efforts tranchants

ELU



ELS

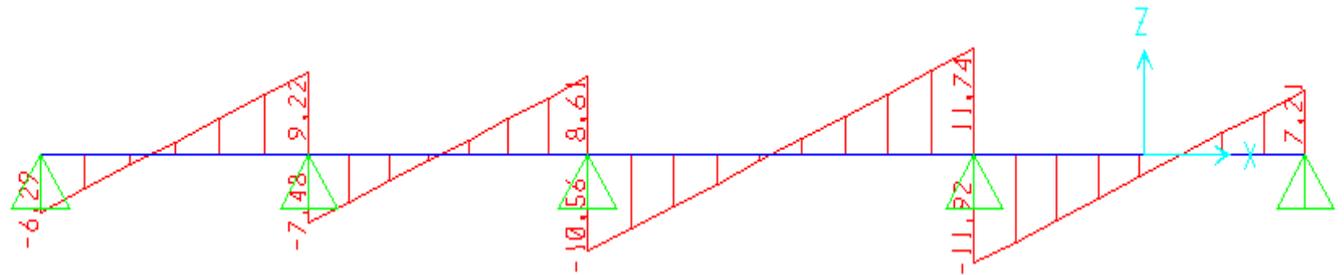
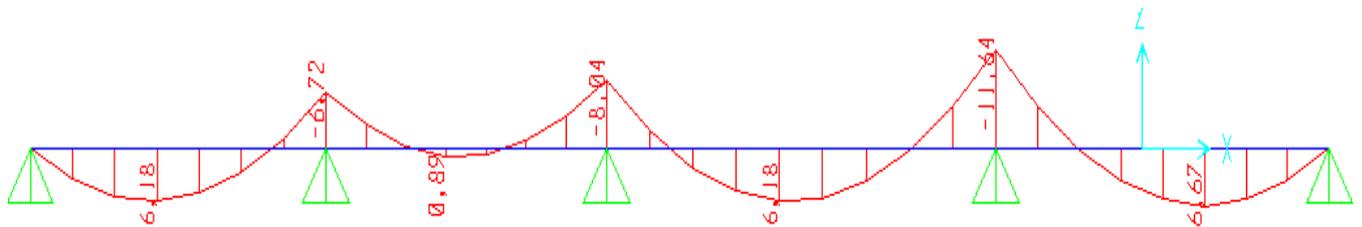


Figure 3.10: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle D

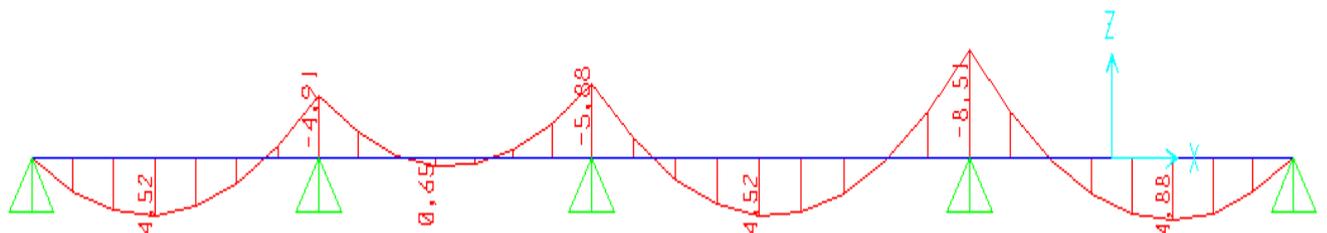
➤ Poutrelle E

Diagrammes des moments fléchissant

ELU

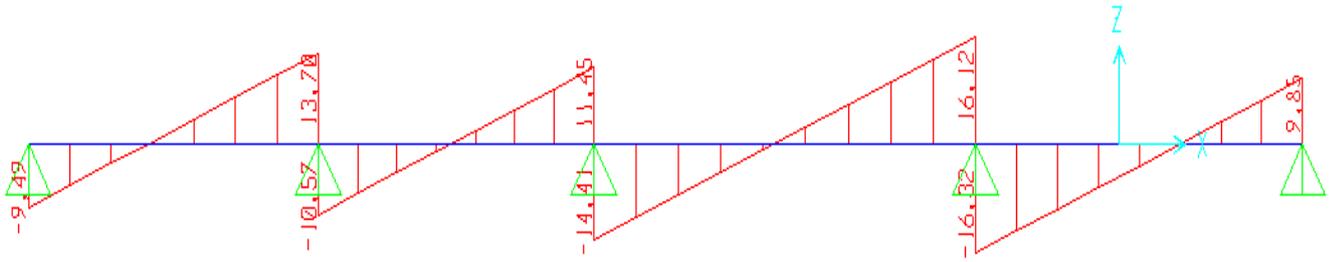


ELS



Diagrammes des efforts tranchants :

**ELU**



**ELS**

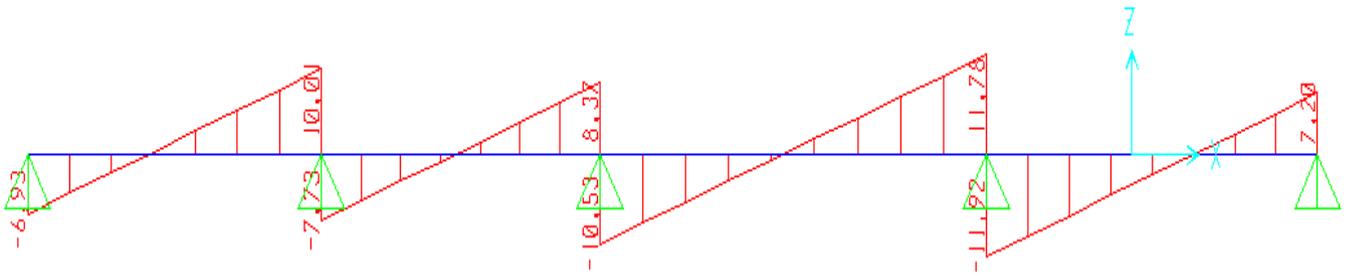
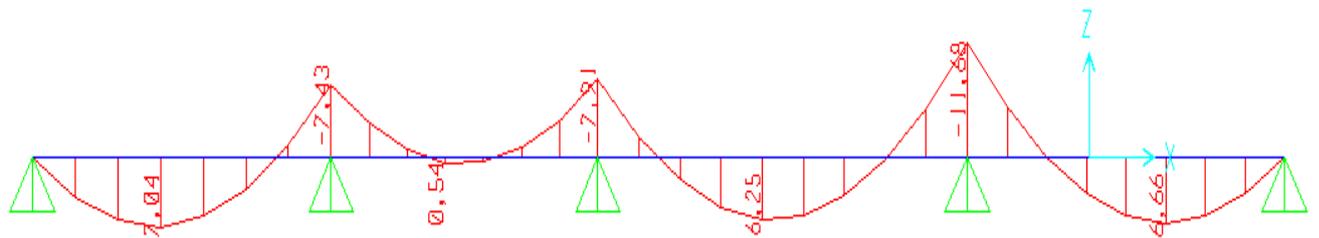


Figure 3.11: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle E

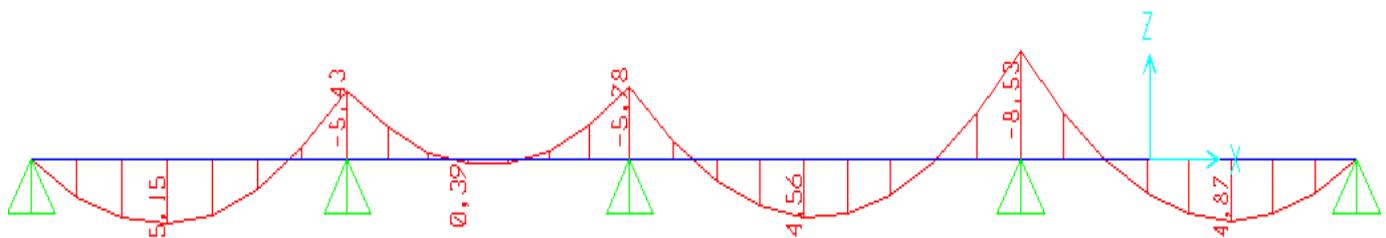
➤ **Poutrelle F**

Diagrammes des moments fléchissant :

**ELU**

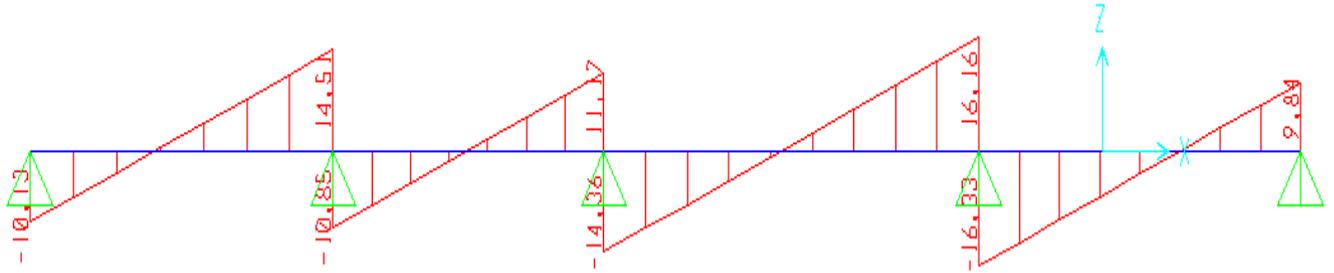


**ELS**



Diagrammes des efforts tranchant

ELU



ELS

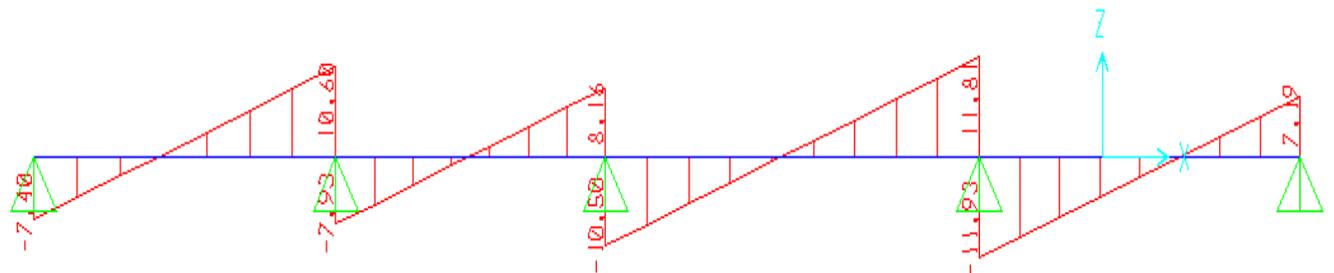


Figure 3.12 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle F

### Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

**E.L.U** :  $M_{tu}^{max} = 7,04 \text{ KN.m}$

$M_{au}^{max} = 11,68 \text{ KN.m}$

$T_u^{max} = 16,33 \text{ KN}$

**E.L.S** :  $M_{tser}^{max} = 5,15 \text{ kNm}$

$M_{aser}^{max} = 8,53 \text{ kNm}$

### Ferrailage en travée

$h = 20 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,94 \text{KNm}$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau.3.1:** Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

	$M_{tu}(\text{KNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )
<b>travées</b>	7,04	0,023	Oui	0	0,029	17,79	1,13

**Condition de non fragilité [4]**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,41 \text{ cm}^2 ; 1,13 \text{ cm}^2 \} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 ( $A_s = 2,26 \text{cm}^2$ )

**Ferrailage sur appuis**

On a:  $M_{au}^{\max} = 11,68 \text{kNm} < M_{tab} = 58,94 \text{kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau.3.2:** Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis

	$M_{au}(\text{KNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )
<b>Appuis</b>	11,68	0,039	Oui	0	0,049	17,64	1,90

**Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{0,26 cm^2 ; 1,90 cm^2\} = 1,90 cm^2$$

Choix : 2T12 ( $A_s = 2,26 cm^2$ )

➤ **Vérifications**

**Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 16,33 kN$ .

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0,75MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Au voisinage des appuis**

**Appuis de rives**

**Vérification de la compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots [4]$$

Avec :  $T_u = 10,13 kN$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{10,13 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,52MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 2,26cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,37cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Appuis intermédiaires**

**Vérification de la contrainte de compression**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{16,33 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,840MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,60 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

**Vérification des contraintes du béton [4]**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \dots \dots \dots [4]$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

**Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s \cdot d + A'_s \cdot c') = 0 \dots \dots \dots [4]$$

Avec:  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b=65\text{cm}$ (travée) ;  $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ;  $c=c'=2\text{cm}$

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A'_s \cdot (y - c') - \eta A_s \cdot (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'_s \cdot (y - c')^2 + \eta A_s (d - Y)^2. \end{cases}$$

Tableau 3.3: Vérification à l'ELS

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
Travée	5,15	2,26	3,17	8527,51	1,91	Vérifiée
Appuis	8,53	2,26	3,17	8527,51	3,17	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier sont : [7]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$     •  $\frac{h}{L} = 0,04 < 0,0625$ .....*vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$     •  $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 > 0,0105$ .....*non vérifiée*
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$     •  $\frac{h}{L} = 0,047 < 0,043$ .....*non vérifiée*

Avec:

h=20cm ;    b<sub>0</sub>=12cm ;    d=18cm ;L= 4,20m ;M<sub>tser</sub>=4,56KN.m ;M<sub>0</sub>=10,58KN.m ;  
 A<sub>s</sub>=2,26cm<sup>2</sup>f<sub>e</sub>=400MPa.

Alors:

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : Δf<sub>T</sub> = f<sub>v</sub> - f<sub>i</sub> ≤ f̄ [4]

Tel que :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,84cm \quad (L < 5m)$   
 $\bar{f} = 0.5 + L(cm) / 1000$ .....(L > 5m)

f<sub>i</sub>: La flèche due aux charges instantanées.

f<sub>v</sub>: La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y<sub>1</sub> »[4]

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I<sub>0</sub> »[4]

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

**- Calcul des moments d'inerties fictifs [4]**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \quad : \text{ Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau 3.4:** Calcul de la flèche

$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
4,90	2,26	7,06	0,01	120,45	4,11	1,64	0,468	19842,36	7465,96	11226,10

**Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

**Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,36cm \quad (L = 4,2m)$$

**Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,71 cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,35 cm < \bar{f} = 0,84 cm \dots\dots\dots vérifiée$$

**Calcul des armatures transversales et l'espacement**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

**Selon BAEL91 modifié 99 [4]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa\right) \end{array} \right.$$

**Selon RPA99V2003 [3]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Ø<sub>l</sub> : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,57cm ; 1cm ; 0,65cm) = 0,57cm$$

On adopte : Ø<sub>l</sub> = 6mm

Donc :

**- Selon BAEL91 modifié 99 [4]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,071 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 22,5cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,23 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon RPA99 v2003 [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

### Choix des armatures

$$A_t = 2\pi\phi_t^2/4 = 0,56\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 2\phi 6 = 0,57\text{cm}^2$$

### Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,57}{10} = 0,057\text{cm} > 0,036\text{cm}$$

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

### Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.

30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{fe} \\ L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{array} \right. \quad [4] \text{ (art.6.8.4.2.3)}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A<sub>1</sub> : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A<sub>2</sub> : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

$$L = 65\text{cm} ; fe = 235\text{MPa} \quad (\text{acier rond lisse})$$

$$\text{Donc on obtient : } A_1 = 1,11\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 4T6 = 1,51\text{cm}^2$$

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

$$\text{En prend } S_t = 25\text{cm}$$

Armatures de répartition

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,75\text{cm}^2$$

Soit :  $3T6 = 0.85 \text{ cm}^2 \text{ St}=30\text{cm}$ .

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 30cm suivant les deux sens.

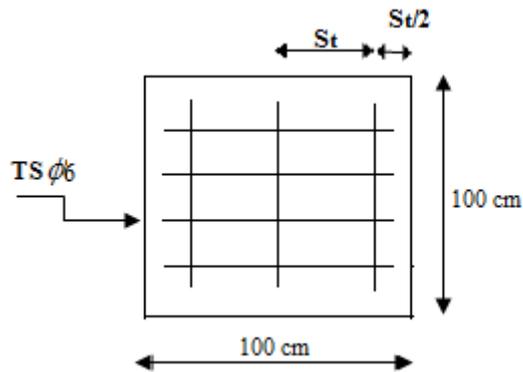


Figure 3.13: Disposition constructive des armatures de la table de compression

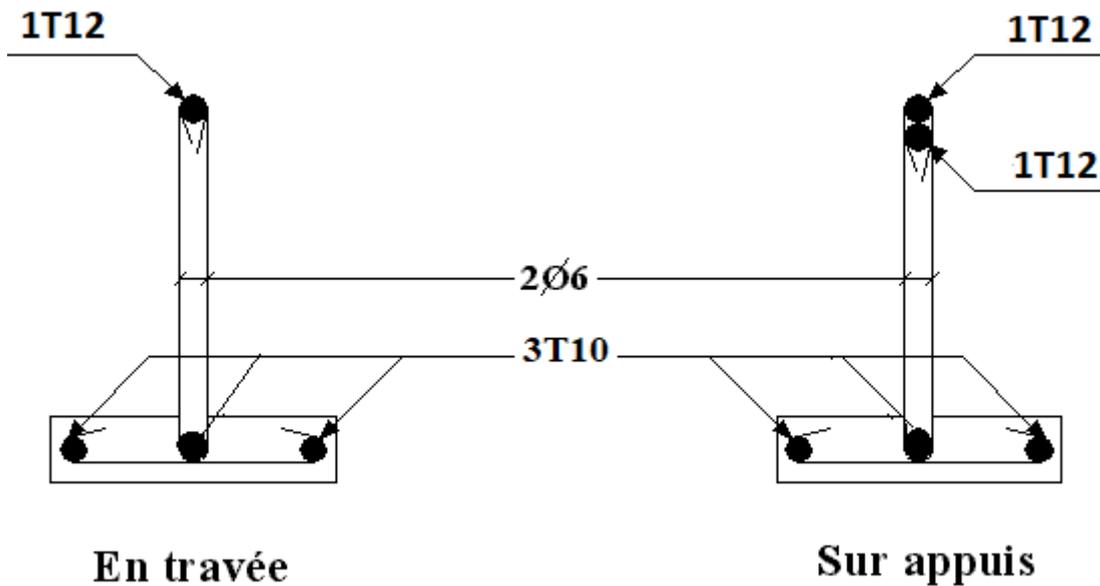


Figure 3.14: ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis

### 3. 3.Plancher en dalle pleine

#### 3.3.1. Introduction

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

#### 3.3.2. Evaluation des charges

$$G=6,45\text{kN/m}^2, Q=1,5\text{kN/m}^2.$$

$$\text{ELU} : q_u=1,35G+1,5Q=10,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}}=G+Q=7,95\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{3,36} = 0,49 > 0,4 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

#### Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $v$ .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases} \quad \mathbf{B.A.E.L.2.3.1}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,49 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \quad \mathbf{B.A.E.L}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 2,92\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,73\text{KN}.$$

- Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=2,48\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=0,62\text{KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5M_x = 1,46\text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_x = 0,87\text{KN.m}$$

**3.3.3 Ferrailage de la dalle**

b=100cm ; h=15cm ; d=0,9h=13.5cm ; f<sub>e</sub>=400MPa ; f<sub>c28</sub>=25MPa ; f<sub>t28</sub>=2,1MPa ; σ<sub>s</sub>=348MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.5:** Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	α	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm)	Choi x	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm)	Esp
Travée	x-x	2,48	0,009	0	0,011	13,42	0,53	5T6	1,41	20
	y-y	0,62	0,002	0	0,002	13,39	0,13	4T6	1,13	25
Appuis	x-x	0,7	0,002	0	0,002	13,39	0,15	4T6	1,13	25
	y-y	1,24	0,004	0	0,005	13,47	0,26	4T6	1,13	25

**Espacement**

Travée

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Appuis

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**3.3.4. Condition de non fragilité**

On a:  $12cm \leq e \leq 30cm$

h=e=15cm; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,50cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,20cm^2 \end{cases}$$

Avec :  $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_{00} \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,49 \end{cases}$

Travée

- Sens x-x  
 $A_x = 1,41cm^2 < A_s^{min} = 1,50cm^2 \dots\dots\dots Non\ Vérifiée$   
*on.prend : 5T8 = 2,51cm<sup>2</sup>*
- Sens y-y  
 $A_y = 1,13cm^2 < A_s^{min} = 1,20cm^2 \dots\dots\dots Non\ Vérifiée$   
*onprend : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>*

Appuis

- Appuis x-x  
 $A_x = 1,13cm^2 < A_s^{min} = 1,50cm^2 \dots\dots\dots Non\ Vérifiée$   
*onprend : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>*
- Appuis y-y  
 $A_y = 1,13cm^2 < A_s^{min} = 1,20cm^2 \dots\dots\dots Non\ Vérifiée$   
*onprend : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>*

**3.3.5 Calcul des armatures transversales**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{10,95 \times 1,65 \times 3,36}{2 \times 1,65 + 3,36} = 9,11KN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 6,02kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 9,11KN$$

$$\tau_u = \frac{9,11 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,06MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots Vérifiée$$

**3.5. Vérification à l'ELS**

**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,49 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 2,12KN.m \\ M_y = \mu_y M_x = 0,53KNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 1,80KN.m \\ M_{ty} = 0,85M_y = 0,45KN.m \\ M_a = 0,5M_x = 1,06KN.m \\ M_a = 0,3M_x = 0,63KN.m \end{cases}$$

**b. Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau3.6: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	1,80	2,51	3,58	5234,42	1,23	15	OK
	y-y	0,45	2,01	3,17	4279,10	0,33		
Appuis	x-x	1,06	2,51	3,58	5234,42	0,72	15	OK
	y-y	0,63	2,01	3,17	4279,10	0,46		

**c. Vérification de la flèche [4]**

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

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,09 < 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,035 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 2,72 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

### 3.4. Balcons

#### 3.4.1. Introduction

Le balcon se calcul comme une dalle sur trois appuis ; de dimension (1,28 x5,30)

#### Epaisseur de balcon

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

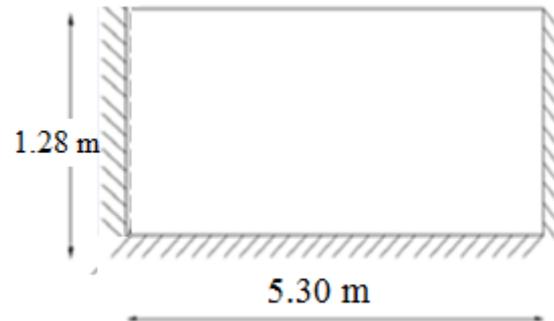


Figure 3.15 :Schéma de dalle balcon

#### 3.4.2. Evaluation des charges

##### Charge permanente

$$G=6,45 \text{ KN/m}^2$$

##### Charge d'exploitation

$$Q=3,50 \text{ KN/m}^2$$

Le ferrailage de cette dalle se fait par la méthode des lignes de rupture.

#### 3.4.3. Combinaison des charges

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=13,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}}=G+Q= 9,95\text{KN/m}^2$$

#### 3.4.4. Calcul des efforts internes

##### Travail extérieur

$$\tau_{\text{ext}} = \sum P_u S \delta_G$$

Avec :

$P_u$  : Charge uniformément répartie.

$S$  : Surface de la dalle.

$\delta_G$  : Déplacement du centre de gravité de la surface " S".

On a :

- $P_u = q_u = 13,95 \text{KN} / \text{m}^2$

- $S_1 = S_2 = \frac{axb}{2}$

- $\delta_G = \begin{cases} \delta_{G1} = \frac{1}{3} \\ \delta_{G2} = \frac{1}{3} \end{cases}$

$$\tau_{ext} = 2 \left( P_u \frac{axb}{2} \frac{1}{3} \right) = \frac{1}{3} P_u xaxb$$

- **Travail intérieur**

« Pour une partie de dalle le travail des forces internes est égal au produit du moment de plastification par la rotation de la partie de dalle autour de son axe et par la projection de la ligne de rupture (*L.R*) sur l'axe de rotation ».

$$\tau_{int} = \sum m \omega \overline{a_0 a_n} + \sum m' \omega' \overline{a_0 a_n}$$

$\overline{a_0 a_n}$  : Projection de *L.R* sur l'axe de rotation.

On a :  $\omega_1 = \frac{1}{b}$  ;  $\overline{a_0 a_{n1}} = b$

$\omega_2 = \frac{1}{a}$  ;  $\overline{a_0 a_{n2}} = a$

Donc :  $\tau_{int} = \sum m \omega \overline{a_0 a_n} + \sum m' \omega' \overline{a_0 a_n}$   
 $= m(\omega_1 \overline{a_0 a_{n1}} + \omega_2 \overline{a_0 a_{n2}}) + m'(\omega_1 \overline{a_0 a_{n1}} + \omega_2 \overline{a_0 a_{n2}})$   
 $= (m + m') \left( \frac{1}{b} \cdot b + \frac{1}{a} \cdot a \right)$

$$\tau_{int} = 2(m + m')$$

- **Mécanisme de rupture**

Pour un système de ligne de rupture satisfaisant aux conditions de formation de *L.R*

$$\tau_{int} = \tau_{ext}$$

$$2(m + m') = \frac{1}{3} P_u xaxb$$

Avec :  $m + m' = 0,92 P_u$

On a :

$$\left. \begin{matrix} m = 0,75 M_0 \\ m' = 0,5 M_0 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \frac{m'}{m} = \frac{0,5}{0,75} = 0,67$$

On trouve :  $\begin{cases} m = 0,55 P_u = 7,67 \text{KNm} \\ m' = 0,37 P_u = 5,16 \text{KNm} \end{cases}$

**3.4.5. Calcul de ferrailage**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=13,5\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.7 :Ferrailage du balcon**

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	7,67	0,029	Oui	0	0,037	13,29	1,65	4T8	2,01	25
<b>Appuis</b>	5,16	0,019	Oui	0	0,023	13,37	1,10	4T8	2,01	25

- **Espacement**

$$S_t \leq \text{Min}(33\text{cm}; 3h) \Rightarrow S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**3.4.6. Vérifications**

**a. Condition de non fragilité**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,8 \cdot 10^{-3} bh$$

$$A_s = 0,8 \cdot 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

- **Sur appui**

$$A_s = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **En travée :**

$$A_s = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**b. Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 12,04\text{KN} \quad ; \quad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 5,95\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 12,04\text{KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{12,04 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,089\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**c. Vérification de l'E.L.S**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

**c.1. Vérification des contraintes**

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec:  $n=15$  ;  $c'=2cm$  ;  $d=13,5cm$  ;  $b=100cm$  ;  $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; 15\eta\right) = 240MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau 3.8** : Vérification des contraintes du balcon

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
<b>Travée</b>	5,47	2,01	2,56	4167,70	3,35	vérifiée	215,37	vérifiée
<b>Appuis</b>	3,68	2,01	2,56	4167,70	2,26	vérifiée	144,89	vérifiée

**c.2. Vérification de la flèche**

- $\frac{h}{L_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \Rightarrow 0,1 > 0,074 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \hat{a} \frac{1}{35} \Rightarrow 0,1 > 0,028 \div 0,037 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \quad (fe(MPa)) \Rightarrow 1,48 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

**Conclusion**

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

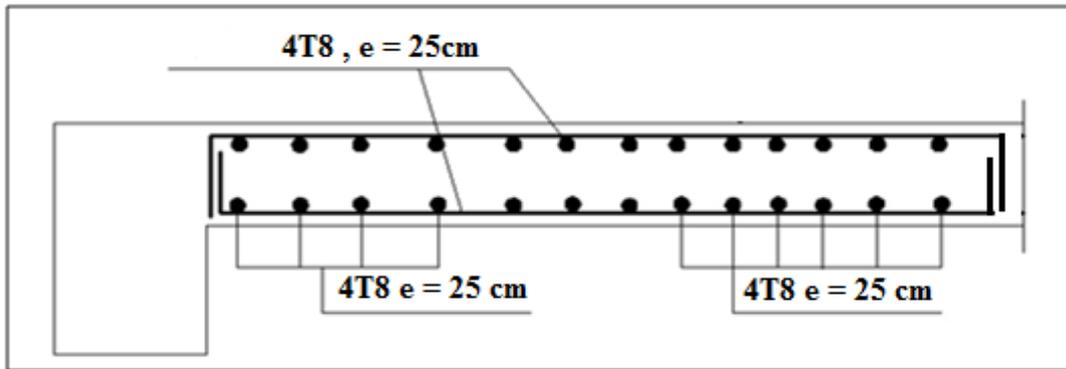


Figure 3.16 :Schéma de ferrailage du balcon

### 3.5. Escalier balancé

#### 3.5.1. Introduction

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins régulière de plans horizontaux servant à relier les différents niveaux d'une construction, il peut être en béton ou en bois (métallique).

#### 3.5.2. Définition des éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h: Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

##### 3.5.2.1. Pré-dimensionnement

- Hauteur de la contre marche  $h = 17 \text{ cm}$
- Largeur de la marche  $g = 30 \text{ cm}$
- Nombre de contre marches  $n = H/L = 340/17 = 20$  contre marches, on prend 20 contre marches
- Nombre de marches  $m = 20 - 1 = 19$  marches

##### a) Vérification de l'équation de *BLONDEL*

$$\begin{cases} (59 \leq g + 2h \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{donc c'est vérifié.}$$

L'inclinaison de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{210} = 0.566 \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.5^\circ$$

La longueur de l'escalier

$$L_v = \sqrt{2,1^2 + 1,19^2} + \sqrt{0,85^2 + 1,5^2} + 2,82 = 763 \text{ cm} = 6,95 \text{ m}$$

Vu que la longueur L est importante, il est préférable d'ajouter un appui pour réduire la flèche maximale

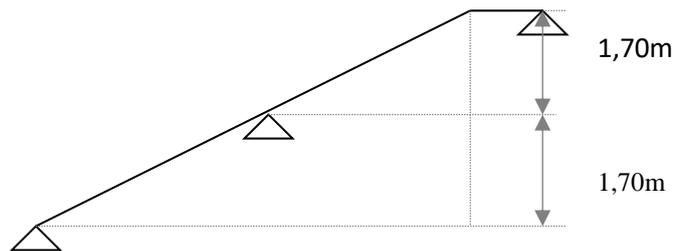


Figure 3.17 : Schéma statique de l'escalier en présence d'appui au milieu

- Epaisseur de la volée

$$\frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow 12,73 \leq e \leq 19,1 \text{ cm} \quad \text{On prend } e = 16 \text{ cm}$$

### 3.5.3. Evaluation des charges et surcharges

#### ➤ Paillasse

#### 1. Charges permanentes

Tableau 3.9 : Charges et surcharge de paillasse

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$e_p$ (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Poids propre de l'escalier	25	0,16/cos $\alpha$	4,60
Poids propre des marches	25	0,17/2	2,13
Garde- corps	/	/	1,34
Enduits en ciment	18	0,02	0,36
G (charges permanentes)	9,23 KN/m <sup>2</sup>		

2. Charge d'exploitation :  $Q_1=2,50\text{KN/m}^2$

➤ Le Palier

1. Charges permanentes

Tableau 3.10 : Charges permanentes sur le palier

Désignations de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$E_p(\text{m})$	$G (\text{KN/m}^2)$
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Paillasse	25	0.16	4.00
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
$\Sigma$	/	/	5.7

2. Charge d'exploitation :  $Q_1=2,50\text{KN/m}^2$

b) Schéma statique

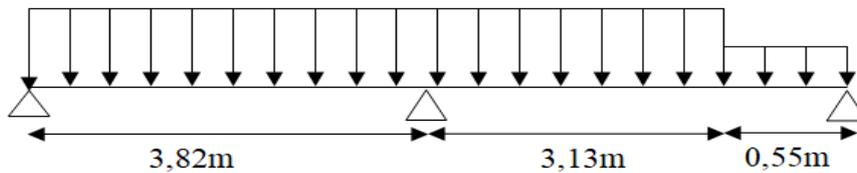


Figure 3.18 : Schéma statique de l'escalier

Détermination des efforts

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

a) Combinaison des charges

ELU :  $1,35G + 1,5Q$

ELS:  $G+Q$

Tableau 3.11 : combinaison des charges

	$G (\text{KN/m}^2)$	$Q (\text{KN/m}^2)$	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
Paillasse	9,23	2,5	16,21	11,73

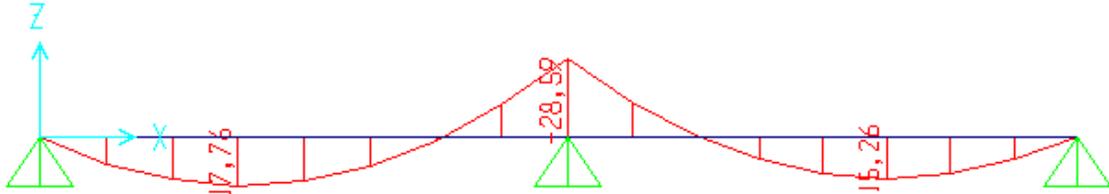
3.5.4. Calcul des armatures

\*Méthode : (SAP2000)

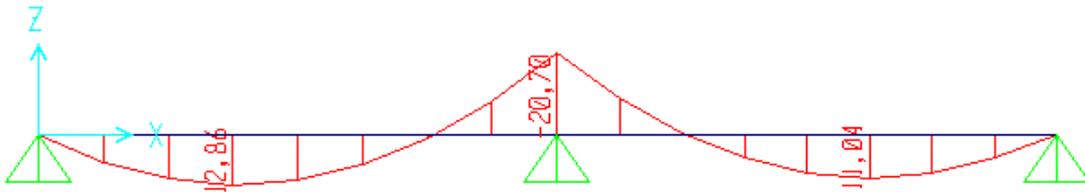
➤ Diagramme des efforts internes

▪ Moment fléchissant

E.L.U

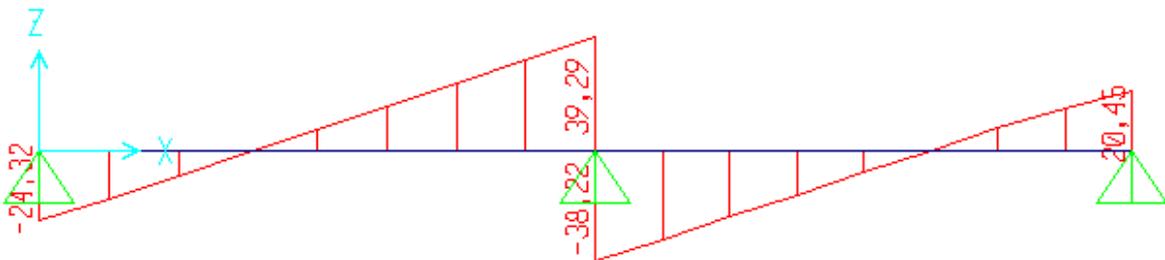


E.L.S



▪ Effort tranchant

E.L.U



E.L.S

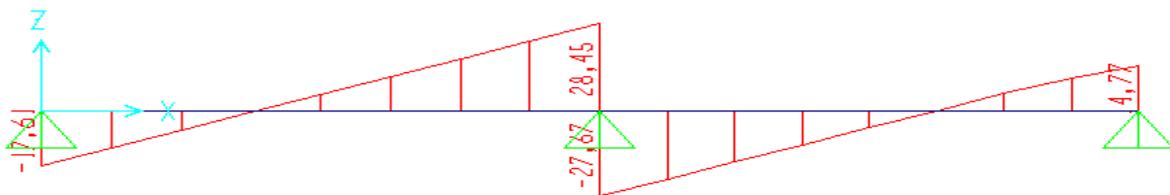


Figure 3.19 : diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant

➤ **Calcul des armatures**

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=16cm

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=14,4cm$$

$$\sigma_s = 348 MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400MPa$$

**Tableau 3.12:** Ferrailage de l'escalier

	M <sub>u</sub> (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> / ml (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> / ml (cm <sup>2</sup> )
Appui	28,59	0,097	Oui	0	0,127	13,66	6,01	4T14	6,16
Travée	17,76	0,06	Oui	0	0,077	13,95	3,71	4T12	4,52

Espacement :

- En travée  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp=20cm

- Sur appui  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp= 20 cm

Armatures de répartition :

- En travée  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13cm^2 / ml \leq A_r \leq 2.26cm^2 / ml$

Le choix est de 4T8=2,01cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=25cm.

- Sur appui  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.54cm^2 / ml \leq A_r \leq 3.08cm^2 / ml$

Le choix est de 5T8=2,51cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=20cm.

➤ **Vérifications**

**a. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74cm^2$$

En travée : A<sub>s</sub> = 4,52cm<sup>2</sup> > A<sub>s</sub><sup>min</sup> = 1,74cm<sup>2</sup> .....vérifiée

Sur appui : A<sub>s</sub> = 6,16cm<sup>2</sup> > A<sub>s</sub><sup>min</sup> = 1,74cm<sup>2</sup> .....vérifiée

**b. Effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{39,29 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,27\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

• Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 39,59.10^3 - \frac{28,59.10^6}{0,9 \times 144} = -181311,85 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0,27 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**c. Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**c.1. Vérification des contraintes du béton**

**-Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

**- Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=14,4\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3.13 : Vérification de compression du béton**

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Appui	20,7	6,16	4,31	12075,76	7,38	Vérifiée
Travée	12,86	4,52	5,96	11886,58	6,77	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{382} = 0,041 < 0,0625 \text{ Non vérifiée} \\ \frac{4,52}{100 \times 14,4} = 0,0031 < 0,0084 \text{ vérifiée} \\ 0,041 < \frac{12,86}{10 \times 15,97} = 0,08 \text{ Non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : Δf<sub>T</sub> = f<sub>v</sub> - f<sub>i</sub> ≤ f̄

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=3,82\text{m} < 5\text{m}$$

- Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub>

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 = 36910,41\text{cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 6,77 \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 2,70 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0031 \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} = 0,231 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 197,57 \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$  ;  $E_v=10818,87\text{MPa}$

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau 3.14:**Vérification de la flèche de l’escalier

$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{fi}$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{fv}$ ( $\text{cm}^4$ )
12,86	4,52	0,003	197,57	6,77	2,7	0,178	36910,41	18412,85	24929,35

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,34\text{cm} \\ f_v = 0,76\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,42\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{382}{500} = 0,764 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,42\text{cm} < \bar{f} = 0,764\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

**3.6.5. Etude de la poutre brisée**

**3.6.5.1. Pré dimensionnement**

Poutres brisées sont dimensionnées d’après les formules empiriques données par le **BAEL91 [4]** et vérifier selon le **RAP 99 ver.03 [3]**.

**Selon le BAEL 91 [4]**

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \quad (L=3,12\text{m})$$

$$\frac{312}{15} \leq h \leq \frac{312}{10}$$

$20,8\text{cm} \leq h \leq 31,2\text{cm}$  On prend  $\longrightarrow h = 30\text{cm}$

- la largeur  $b$  de la poutre palière doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$9\text{cm} \leq b \leq 21\text{ cm} \quad ; \text{ on prend } b= 30\text{cm}$$

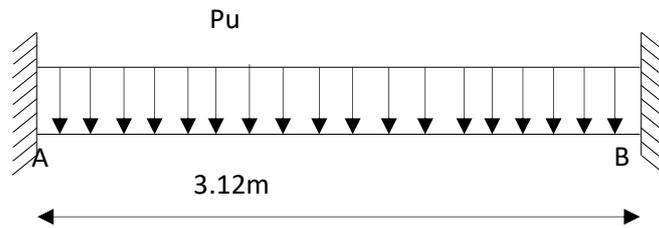
**Selon le RPA99 ver.03 [3]**

$$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h = 30\text{ cm} \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 4$$

Donc la section de la poutre brisée est de  $b \times h = 30 \times 30\text{ cm}^2$



**Figure 3.20** : Schéma statique de la poutre brisée

### 3.5.5.2. Evaluation des charges

La poutre est soumise à :

- son poids propre le long de la poutre :  $P_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25\text{KN/ml}$

- charge de la maçonnerie :  $2,85 \times (3,40 - 0,30) \times 1 = 8,83\text{ KN/ml}$

$$G = 11,08\text{ KN/ml}$$

- charges venants de l'escalier :  $R_{Bu} = 73,40\text{ KN/m}$  ;  $R_{Bs} = 53,16\text{ KN/m}$

$$G_{RA} = \frac{73,40}{3,12} = 23,52\text{ KN/ml}$$

$$G_{RB} = \frac{53,16}{3,12} = 17,03\text{ KN/ml}$$

#### a. Calcul des efforts :

$$\text{On a : } P_u = 1,35 \times 11,08 + 23,52 = 38,47\text{KN/m}$$

$$P_s = 11,08 + 17,03 = 28,11\text{ KN/m}$$

$$R_A = R_B = \frac{P l}{2} \qquad M_t = \frac{P l^2}{24} \quad M_a = M_b = \frac{P l^2}{12}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3.15: Calcul des efforts

	R <sub>A</sub> (KN)	R <sub>B</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>b</sub> (KN.m)
ELU	60,01	60,01	15,60	31,20	31,20
ELS	43,85	43,85	11,40	22,80	22,80

3.5.5.3.Calcul des armatures

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=27cm$$

$$\sigma_s = 348.MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400MPa$$

Tableau 3.16:Ferrailage de poutre palière

	M <sub>u</sub> (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	15,60	0,05	Oui	0	0,068	26,30	1,70	4T10	3,14
Appui	31,20	0,100	Oui	0	0,132	25,56	3,50	4T12	4,52

Espacement :

- En travée  $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : esp=25 cm

- Sur appui  $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : esp=25cm

➤ Vérifications

d. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.71cm^2$$

En travée :  $A_s = 4,52cm^2 > A_s^{min} = 1.71.cm^2$  .....vérifiée

Sur appui :  $A_s = 4,52cm^2 > A_s^{min} = 1.71cm^2$  .....vérifiée

e. Effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{60,01 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,740MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**f. Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**- Vérification des contraintes du béton**

$$M_{t_{ser}} = 11,40 \text{KN.m}$$

$$M_{a_{ser}} = 22,80 \text{KN.m}$$

**-Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$$

**-Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2 \text{ Moment d'inertie}$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=27\text{cm} ; b=30\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3.17 : Vérification de compression du béton**

	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Travée	11,40	3,14	7,77	22108,21	4,00	Vérifiée
Appui	22,80	4,52	9,01	29257,11	7,02	Vérifiée

**-Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{30}{312} = 0,096 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{3,14}{30 \times 27} = 0,0038 \leq 0,010 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,096 \geq 0,088 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**-Détermination des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = \phi_t \leq \min (8,57 \text{mm}, 12 \text{mm}, 30 \text{mm}).$$

On adopte : φ<sub>t</sub>=8mm

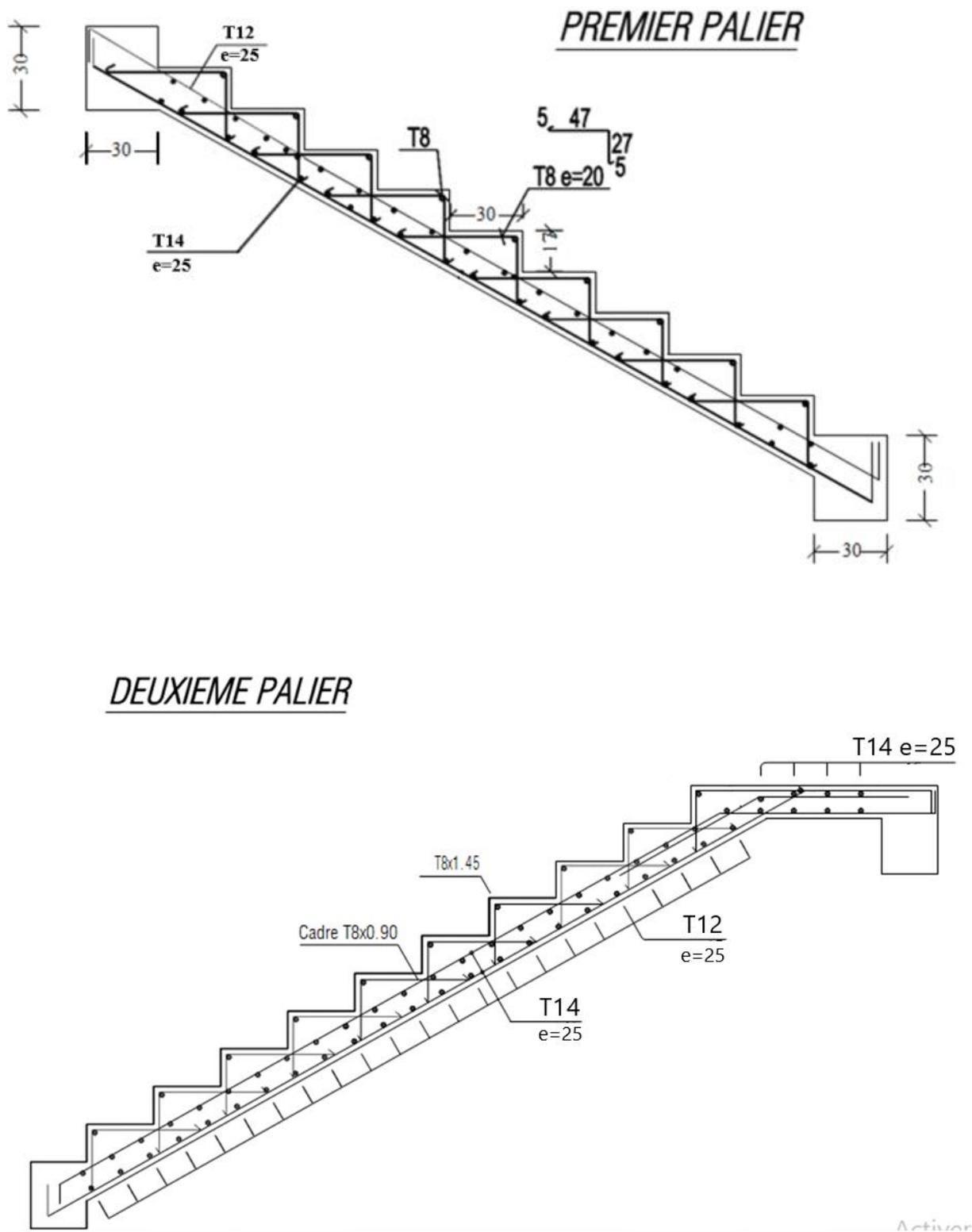


Figure 3.21 :Ferrailage de l'escalier

**3.6. Conclusion**

Le calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher en corps creux, plancher en dalle pleine, balcons, dalle machine escalier) se fait en suivant le cheminement suivant : pré-dimensionnement des éléments, calcul des sollicitations les plus défavorable, puis détermination de la section d'acier nécessaires pour répondre les charges en question toute en respectant les règlements en vigueur.

## 4.1. Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté.

Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité pour modéliser une structure.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000** qui est un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis.

## 4.2. Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

### 4.2.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.

- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

#### 4.2.2. Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version2003**
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

#### 4.3. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

##### 4.3.1. La méthode statique équivalente

###### a. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

### b. Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

**Zone III :**

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17m
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieur ou égale à 2 niveaux ou 8m

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

### 4.3.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### a. Principe

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la reponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20\text{sec} \dots\dots\dots(4-14) \text{ (RPA99/version2003)}.$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

**b. Analyse spectrale**

➤ **Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \dots\dots\dots(4-13) [3] \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

➤ Représentation graphique du spectre de réponse

Sa/g

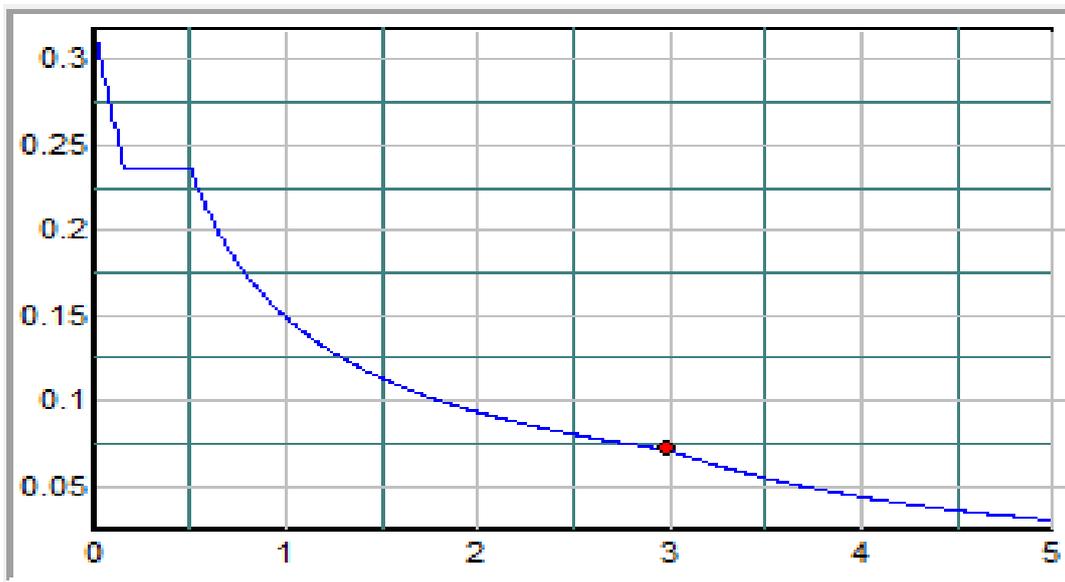


Figure 1.1 : Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité.

➤ Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le « *RPA99 version 2003* » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base «  $V_i$  » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente «  $V$  » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_i < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :  $\frac{0,8V}{V_i}$

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots [3]$$

Avec

❖ **A : coefficient d'accélération de zone.** : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

\* groupe d'usage : 2 }  
 \*zone sismique : III } → **A=0.25**

❖ **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \dots\dots\dots [3] \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Catégorie S<sub>3</sub> → site meuble { T<sub>1</sub> =0.15 sec.  
 ..... [4]  
 T<sub>2</sub> =0.50 sec.

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$\mathbf{T=\min} \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$$C_T = 0,05$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 30,94 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} D_x = 24,95 \text{ m} \\ D_y = 13,36 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(30,94)^{3/4} = 0,65 \text{ sec, dans les deux directions.}$$

$$\begin{cases} T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,55 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,76 \text{ sec} \end{cases}$$

Par conséquent la période fondamentale de notre ouvrage devra limitée à :

-Sens (x-x) :  $T_x = 1,3[\min(0,65 \text{ sec} ; 0,55 \text{ sec})] = 0,715 \text{ sec.}$

-Sens (y-y) :  $T_y = 1,3[\min(0,65 \text{ sec} ; 0,76 \text{ sec})] = 0,845 \text{ sec.}$

**On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :**

- Or  $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50 \text{ s} & (\text{site3}) \end{cases}$

Ce qui donne :  $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$

- $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$
- avec  $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

$$\begin{cases} D_x = 2,5(0,8819)(0,5 / 0,715)^{2/3} = 1,73 \\ D_y = 2,5(0,8819)(0,5 / 0,845)^{2/3} = 1,55 \end{cases}$$

❖ **R : coefficient de comportement**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Pour le cas de notre bâtiment, au début le système de contreventement choisi est un système portiques contreventés par des voiles avec interaction (**R=4**).

❖ **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots(4.4)$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau 4.1 : valeur de pénalités.

critère q	P <sub>q</sub>			
	Observée (oui/non)	P <sub>q</sub> // xx	Observée (oui/non)	P <sub>q</sub> // yy
1- condition minimale sur les files de contreventement	non	0,05	non	0,05
2-Redondances en plan	oui	0	oui	0
3- Régularité en plan	non	0,05	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
Totale		0,10		0,10

**Sens x-x :**

$$Q=1+(0+0+0,05+0+0,05+0,1)=\mathbf{1,10}$$

**Sens y-y :**

$$Q=1+(0+0+0,05+0+0,05+0,1)=\mathbf{1,10}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,73 \times 1,1}{4} W = 0,118 W$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,55 \times 1,1}{4} W = 0,106 W$$

## 4.4. Résultats de l'analyse sismique

### 4.4.1. Modèle initial

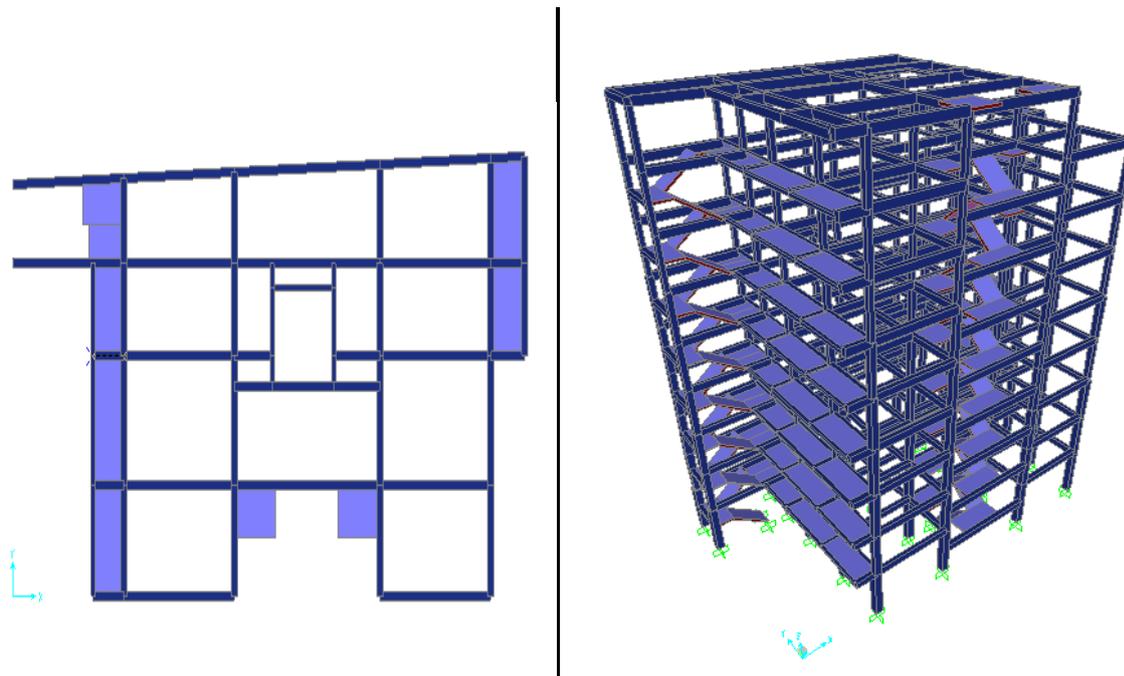


Figure 4.2 : vue en 3D et vue en plan de modelé initial

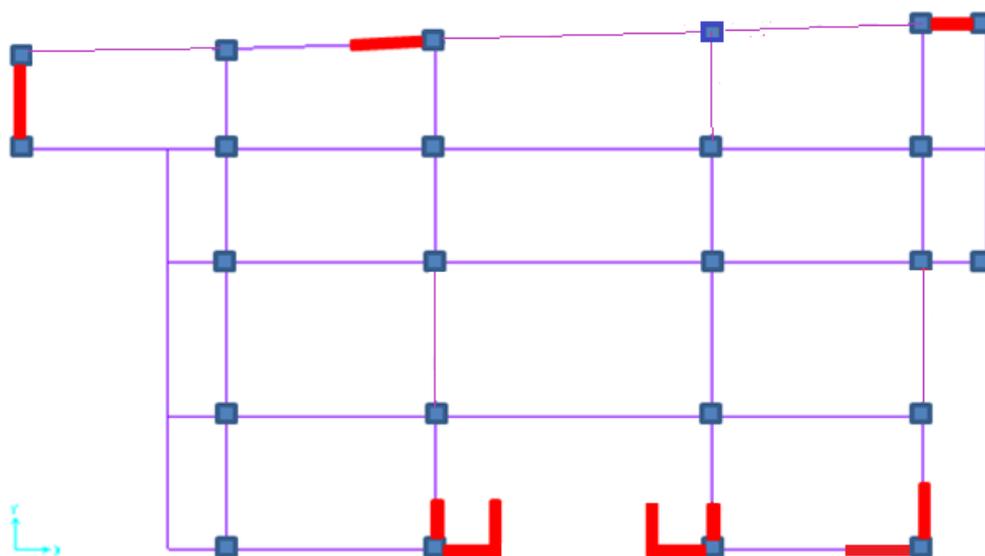


Figure 4.3 :Disposition des voiles du modèle initial

**a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

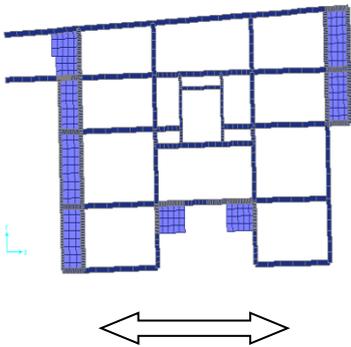
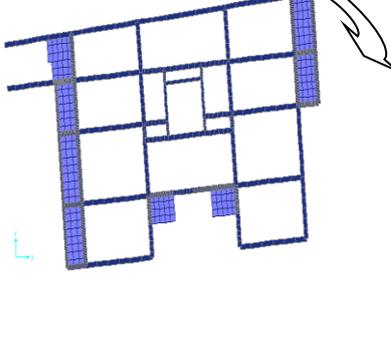
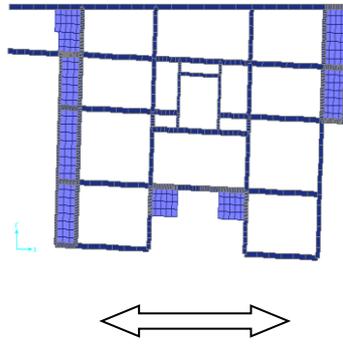
- Une période fondamentale : **T =1,17 sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode

**Tableau 4.2 :** Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.

MODES N°	PERIODE [s]	U X	U Y	U Z	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	1,171350	0,00279	0,66766	3,297E-05	0,00279	0,66766	3,297E-05
2	1,095772	0,50652	0,01079	2,011E-06	0,50932	0,67846	3,498E-05
3	0,858596	0,19897	0,00369	1,793E-05	0,70828	0,68214	5,291E-05
4	0,352603	0,05392	0,08233	3,480E-05	0,76220	0,76447	8,771E-05
5	0,321790	0,06654	0,08945	5,741E-05	0,82873	0,85393	0,00015
6	0,233445	0,03104	0,00082	4,241E-05	0,85977	0,85475	0,00019
7	0,176711	0,03134	0,02158	0,00030	0,89111	0,87633	0,00049
8	0,151590	0,02139	0,03928	5,701E-05	<b>0,91250</b>	<b>0,91561</b>	0,00054
9	0,132879	5,861E-07	4,379E-05	0,14314	<b>0,91250</b>	<b>0,91565</b>	0,14368

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.

**Tableau 4.3:** les trois premiers modes.

1 <sup>er</sup> mode : translation y-y	2 <sup>ème</sup> mode : rotation	3 <sup>ème</sup> mode : translation x-x
		

**b - Constatations**

On a un mode de rotation au niveau de 2<sup>ème</sup> mode qu'il faut éviter par l'ajout des voiles de contreventements dans la structure.

Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre nécessaires à et la position des voiles rajoutés.

**b. Résultantes des forces sismiques**

Selon le RPA99, la résultante de la force sismique à la base, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de celles calculée par la méthode statique

➤ Le poids de la structure

$$W = 32495.68 \text{ KN}$$

$$V^x = 0,11W = 3574,52 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 2859,61 \text{ kN}$$

$$V^y = 0,10W = 3249,56 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2599,65 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2699,39 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3023,57 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^y} = 1,05 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^x} = 0,85 \end{cases}$$

Donc :  $r_x = 1,05$  et  $r_y = 1$

**Remarque :** D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient  $r_x$  (ou  $r_y$ ) selon la direction

**a. Vérification des déplacements inter étage**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit

nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_K^x = R r_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R r_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\text{Avec :} \quad \delta_K^x = R \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

**Tableau 4.4** : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 1.

Z(m)	$\delta_{eK}^x$ (cm)	$\delta_{eK}^y$ (cm)	$\delta_K^x$ (cm)	$\delta_K^y$ (cm)	$\Delta_K^x$ (cm)	$\Delta_K^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
<b>30,94</b>	6,35	7,04	26,67	28,16	2,60	4,16	3.4	<b>Non Vérifier</b>
<b>27,54</b>	5,73	6	24,06	24	3,15	3,72	3.4	<b>Non Vérifier</b>
<b>24,14</b>	4,98	5,07	20,91	20,28	3,69	4,04	3.4	<b>Non Vérifier</b>
<b>20,74</b>	4,1	4,06	17,22	16,24	3,23	3,88	3.4	<b>Non Vérifier</b>
<b>17,34</b>	3,33	3,09	13,98	12,36	3,57	3,04	3.4	<b>Non Vérifier</b>
<b>13,94</b>	2,48	2,33	10,41	9,32	3,48	2,96	3.4	<b>Non Vérifier</b>
<b>10,54</b>	1,65	1,59	6,93	6,36	3,10	2,72	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>7,14</b>	0,91	0,91	3,82	3,64	2,43	2,32	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>3,74</b>	<b>0,33</b>	<b>0,33</b>	<b>1,38</b>	<b>1,32</b>	<b>1,38</b>	<b>1,32</b>	<b>3.74</b>	<b>Vérifier</b>

#### b. Constatation

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.
- Le « *RPA99 version 2003* » rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse.

Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voiles nécessaires à rajouter et la position des voiles rajoutés.

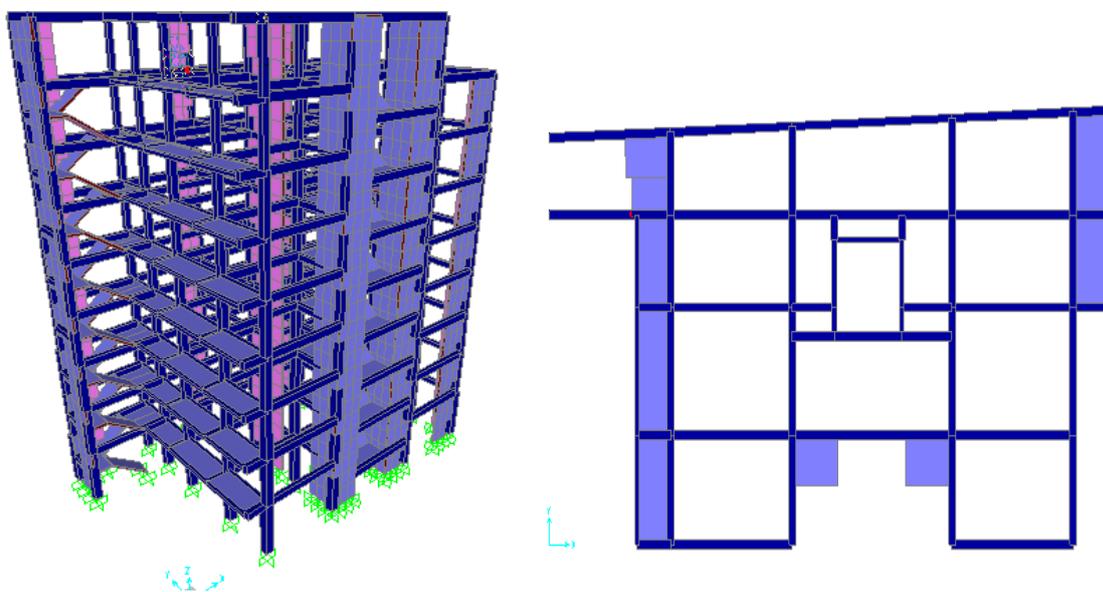
4.4.2. 2<sup>ème</sup> modèle

Figure 4.4 : vue en 3D et vue en plan de Deuxième modelé.

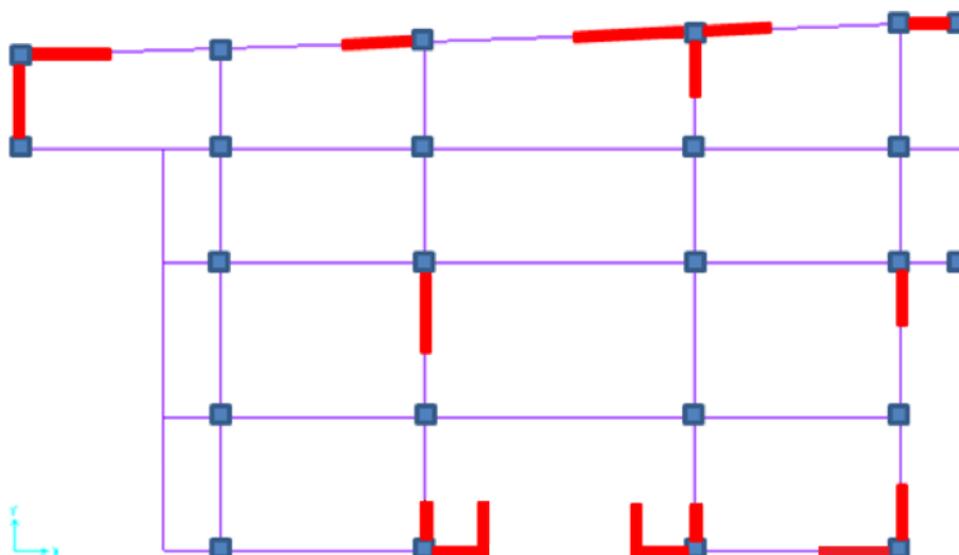


Figure 4.5 :Disposition des voiles du Deuxième modèle.

**a. Caractéristiques dynamique propres du Deuxième modèle**

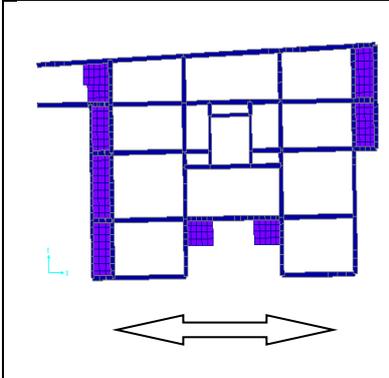
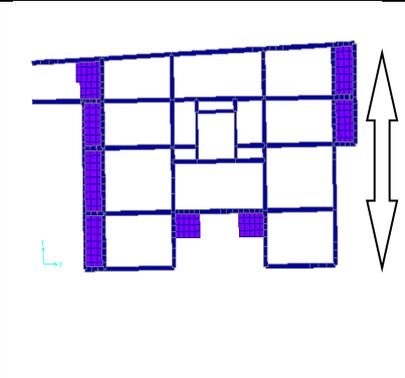
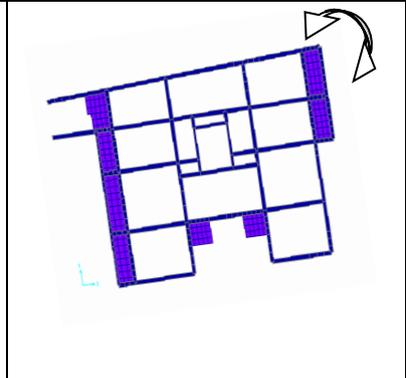
L'analyse dynamique de la structure conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,932\text{sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10<sup>ème</sup> mode.

**Tableau 4.5 :** Périodes et Facteurs de Participation Massique du Deuxième Modèle.

MODES N°	PERIODE [s]	U X	U Y	U Z	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	0.932425	0.59083	0.02864	9.750E-07	0.59083	0.02864	9.750E-07
2	0.890924	0.03326	0.65556	1.211E-06	0.62409	0.68420	2.186E-06
3	0.780751	0.05372	0.00194	1.383E-05	0.67781	0.68614	1.601E-05
4	0.254780	0.03798	0.11566	4.385E-06	0.71579	0.80180	2.040E-05
5	0.244817	0.12842	0.04170	2.732E-05	0.84421	0.84350	4.771E-05
6	0.198093	0.00014	0.00595	7.783E-05	0.84435	0.84945	0.00013
7	0.125734	0.00015	2.004E-05	0.10344	0.84451	0.84947	0.10357
8	0.119553	0.00856	0.05095	0.00578	0.85306	0.90041	0.10935
9	0.115823	0.00039	0.00122	0.15678	0.85346	0.90163	0.26613
10	0.112482	0.05563	0.00786	0.00078	<b>0.90909</b>	<b>0.90949</b>	0.26692

**Tableau 4.6 :** les trois premiers modes.

1 <sup>er</sup> mode: translation couplée	2 <sup>ème</sup> mode: translation couplée	3 <sup>ème</sup> mode: Rotation
		

### b. Résultantes des forces sismiques

Selon le RPA99, la résultante de la force sismique à la base, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de celles calculée par la méthode statique

- Le poids de la structure

$$W = 33952,21 \text{ KN}$$

$$V^x = 0,11W = 3734,74kN \Rightarrow 0,8V^x = 2987,79kN$$

$$V^y = 0,10W = 3395,22kN \Rightarrow 0,8V^y = 2716,17kN$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3083,36kN \\ F_2 = V_t^y = 3292,12kN \end{cases}$$

Comparaison des résultats

$$\bullet \begin{cases} F_1 = V_t^x = 3083,36kN > 0,8V^x = 2987,79kN \\ F_2 = V_t^y = 3292,12kN > 0,8V^y = 2716,17kN \end{cases} \quad \text{Vérifier}$$

### c. Vérification des déplacements inter étage

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit

nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\text{Avec : } \delta_K^x = R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

**c. Vérification des déplacements inter étage**

▪ **Déplacements inter étages de Deuxième modèle**

**Tableau 4.7:** Vérification des Déplacements Inter Etages du Deuxième Modèle

<b>Z(m)</b>	$\delta_{eK}^x$ (cm)	$\delta_{eK}^y$ (cm)	$\delta_K^x$ (cm)	$\delta_K^y$ (cm)	$\Delta_K^x$ (cm)	$\Delta_K^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	<b>Obser</b>
<b>30,94</b>	4.63	3.91	18.52	15.64	2.28	2.04	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>27,54</b>	4.06	3.4	16.24	13.6	2.44	1.88	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>24,14</b>	3.45	2.93	13.8	11.72	2.44	1.8	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>20,74</b>	2.84	2.48	11.36	9.92	2.56	2	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>17,34</b>	2.2	1.98	8.8	7.92	2.48	2	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>13,94</b>	1.58	1.48	6.32	5.92	2.32	1.96	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>10,54</b>	1	0.99	4	3.96	1.96	1.8	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>7,14</b>	0.51	0.54	2.04	2.16	1.44	1.44	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>3,74</b>	0.15	0.18	0.6	0.72	0.6	0.72	3.74	<b>Vérifier</b>

**d. Vérification de l'effort normal réduit**

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A.93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton « G+Q+E ».

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton. ( $f_{c28}=25$  MPa).

**Tableau 4.8 :** vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2.

Etage	AXB (cm)	$N_d$ (KN)	$\nu$	Vérification
8 <sup>ème</sup>	30x30	189.42	0,08	Vérifier
7 <sup>ème</sup>	30x30	400.99	0.17	Vérifier
6 <sup>ème</sup>	30x30	611.12	0,27	Vérifier
5 <sup>ème</sup>	35x35	822.44	0,26	Vérifier
4 <sup>ème</sup>	40x40	1040.06	0,26	Vérifier
3 <sup>ème</sup>	40x40	1261.69	0,31	Non Vérifier
2 <sup>ème</sup>	45x45	1489.14	0.29	Vérifier
1 <sup>er</sup>	45x45	1725.12	0,29	vérifier
RDC	50x50	2051	0,32	Non vérifier

**Remarque**

Pour les valeurs de  $\nu$  qui dépassent la valeur admissible, il faut donc augmenter les sections des poteaux.

**Poteau carré****Tableau 4.9 :** Redimensionnement des Poteaux.

Etage	AXB(cm <sup>2</sup> )
8 <sup>ème</sup>	35x35
7 <sup>ème</sup>	35x35
6 <sup>ème</sup>	40x40
5 <sup>ème</sup>	40x40
4 <sup>ème</sup>	45x45
3 <sup>ème</sup>	45x45
2 <sup>ème</sup>	50x50
1 <sup>er</sup>	50x50
RDC	55x55

4.4.3. 3<sup>ème</sup> modèle (finale)

## a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,89$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9<sup>ème</sup> mode.

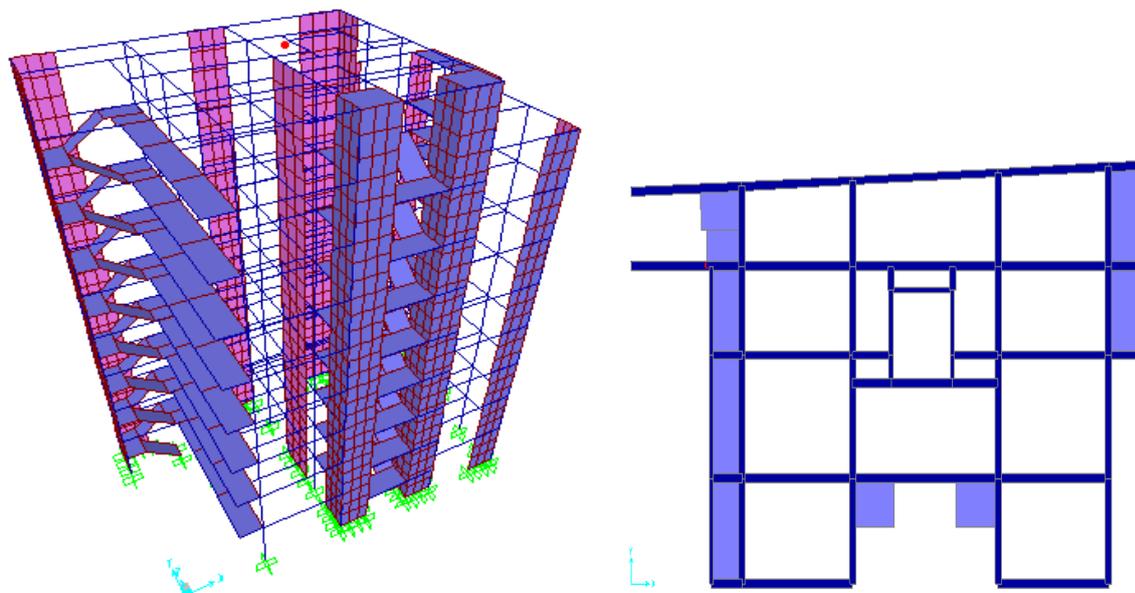


Figure 4.6 : vue en plan et 3D du 3<sup>ème</sup> modèle

Tableau 4.10 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 3.

MODES N°	PERIODE [s]	U X	U Y	U Z	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	0.898499	0.628	0.011	4.173E-06	0.628	0.011	4.173E-06
2	0.851319	0.013	0.679	3.517E-07	0.641	0.690	4.524E-06
3	0.756945	0.042	4.739E-04	1.577E-05	0.682	0.690	2.029E-05
4	0.250763	0.108	0.046	3.377E-07	0.790	0.736	2.063E-05
5	0.244920	0.051	0.105	1.149E-05	0.841	0.841	3.211E-05
6	0.196355	8.588E-04	0.010	7.265E-05	0.842	0.851	1.048E-04
7	0.121551	0.038	0.023	2.103E-03	0.880	0.874	2.208E-03
8	0.120482	0.021	0.032	2.572E-04	0.901	0.907	2.465E-03

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

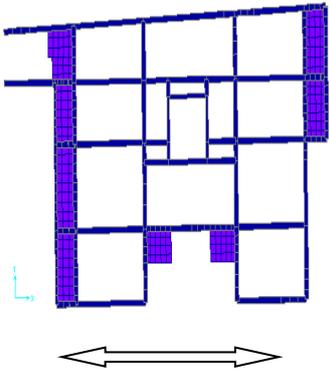
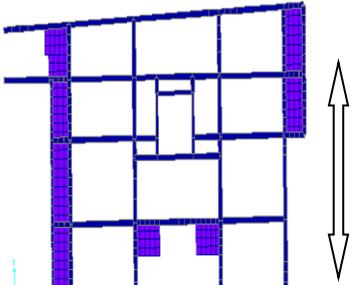
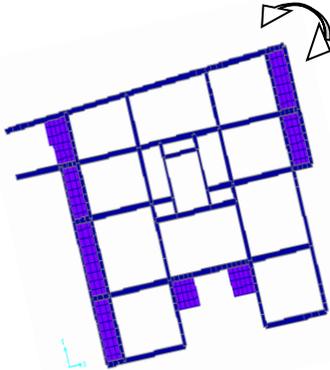
- Une période fondamentale :  $T = 0.89\text{sec}$ .

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.

Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x

- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation y-y
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

Tableau 4.11 : les trois premiers modes.

1 <sup>er</sup> mode : translation x-x	2 <sup>ème</sup> mode : translation y-y	3 <sup>ème</sup> mode : Rotation
		

**d. Résultantes des forces sismiques**

$$W = 34626,99 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 3808,96 \text{ KN} \\ V_y = 3462,69 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8V_x = 3047,16 \text{ KN} \\ 0,8V_y = 2770,15 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- $\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 3237,09 \text{ kN} > 0,8V^x = 3047,16 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3470,68 \text{ kN} > 0,8V^y = 2770,15 \text{ kN} \end{array} \right.$  Vérifier

**e. Vérification des déplacements inter étage**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

Avec :  $\delta_K^x = R\delta_{eK}^x$  et  $\delta_K^y = R\delta_{eK}^y$  si  $r_x$  et  $r_y < 1$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

**Tableau 4.12 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 3.**

Z(m)	$\delta_{eK}^x$ (cm)	$\delta_{eK}^y$ (cm)	$\delta_K^x$ (cm)	$\delta_K^y$ (cm)	$\Delta_K^x$ (cm)	$\Delta_K^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Obser
<b>30,94</b>	4.35	3.6	17.4	14.4	2.08	1.48	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>27,54</b>	3.83	3.23	15.32	12.92	2.24	1.72	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>24,14</b>	3.27	2.8	13.08	11.2	2.32	1.6	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>20,74</b>	2.69	2.4	10.76	9.6	2.84	1.88	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>17,34</b>	1.98	1.93	7.92	7.72	3.36	1.92	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>13,94</b>	1.14	1.45	4.56	5.8	0.72	1.92	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>10,54</b>	0.96	0.97	3.84	3.88	1.88	1.76	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>7,14</b>	0.49	0.53	1.96	2.12	1.44	1.4	3.4	<b>Vérifier</b>
<b>3,74</b>	0.13	0.18	0.52	0.72	0.52	0.72	3.74	<b>Vérifier</b>

**a. Vérification de l'effort normal réduit**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton « G+Q+E ».

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton. ( $f_{c28} = 25$  MPa).

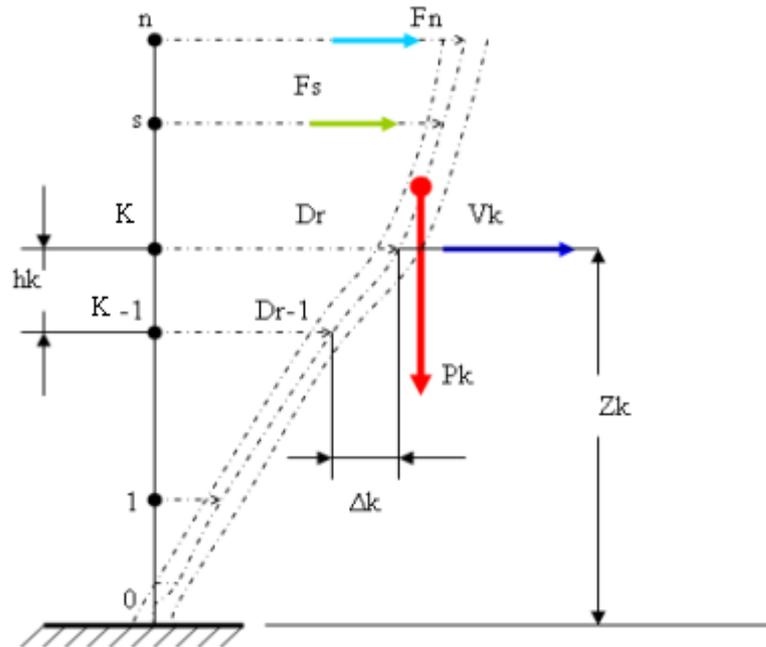
**Poteau carre**

**Tableau 4.13** : vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 3.

Etage	AXB (cm)	$N_d$ (KN)	$v$	Vérification
8 <sup>ème</sup>	35x35	201.91	0,065	Vérifier
7 <sup>ème</sup>	35x35	423.37	0,13	Vérifier
6 <sup>ème</sup>	40x40	639.27	0,15	Vérifier
5 <sup>ème</sup>	40x40	859.97	0,21	Vérifier
4 <sup>ème</sup>	45x45	1088.85	0,21	Vérifier
3 <sup>ème</sup>	45x45	1321.58	0,26	Vérifier
2 <sup>ème</sup>	50x50	1558.71	0,24	Vérifier
1 <sup>er</sup>	50x50	1796.4	0,28	Vérifier
RDC	55x55	2217.86	0,29	Vérifier

**a. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.



**Figure 4.7 :** Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

- Sens x

**Tableau 4.14** : Justification vis-à-vis de l'Effet P- $\Delta$  dans le Sens X.

Z(m)	P <sub>k</sub> (kN)	$\Delta_k$ (m)	V <sub>k</sub> (kN)	h <sub>k</sub> (m)	$\theta$	vérif
<b>30,94</b>	2470.47	0.0208	662.65	3,4	0,022	< <b>0,1 ok</b>
<b>27,54</b>	6111.12	0.0224	1304.54	3,4	0,030	< <b>0,1 ok</b>
<b>24,14</b>	9784.75	0.0232	1746.22	3,4	0,038	< <b>0,1 ok</b>
<b>20,74</b>	13718.37	0.0284	2105.65	3,4	0,054	< <b>0,1 ok</b>
<b>17,34</b>	17572.48	0.0336	2418.59	3,4	0,071	< <b>0,1 ok</b>
<b>13,94</b>	21503.91	0.0072	2700.82	3,4	0,016	< <b>0,1 ok</b>
<b>10,54</b>	25565.55	0.0188	2954.54	3,4	0,004	< <b>0,1 ok</b>
<b>7,14</b>	30079.00	0.0144	3149.67	3,4	0,040	< <b>0,1 ok</b>
<b>3,74</b>	34626.71	0.0052	3237.17	3,74	0,014	< <b>0,1 ok</b>

- Sens y

**Tableau 4.15** : Justification vis-à-vis de l'Effet P- $\Delta$  dans le Sens Y.

Z(m)	P <sub>k</sub> (kN)	$\Delta_k$ (m)	V <sub>k</sub> (kN)	h <sub>k</sub> (m)	$\theta$	vérif
<b>30,94</b>	2470.47	0.0148	668.63	3,4	0,016	< <b>0,1 ok</b>
<b>27,54</b>	6111.12	0.0172	1360.34	3,4	0,022	< <b>0,1 ok</b>
<b>24,14</b>	9784.75	0.016	1861.37	3,4	0,024	< <b>0,1 ok</b>
<b>20,74</b>	13718.37	0.0188	2276.83	3,4	0,033	< <b>0,1 ok</b>
<b>17,34</b>	17572.48	0.0192	2639.41	3,4	0,037	< <b>0,1 ok</b>
<b>13,94</b>	21503.91	0.0192	2932.47	3,4	0,041	< <b>0,1 ok</b>
<b>10,54</b>	25565.55	0.0176	3190.6	3,4	0,041	< <b>0,1 ok</b>
<b>7,14</b>	30079.00	0.014	3384.9	3,4	0,036	< <b>0,1 ok</b>
<b>3,74</b>	34626.71	0.0072	3471.32	3,74	0,019	< <b>0,1 ok</b>

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0.1$  est satisfaites.

#### 4.4.5. Vérification des conditions du facteur de comportement R

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.b) ainsi défini (RPA99/2003/art 4.a) .

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- **Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :**

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 34626,99$  kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 6735,83$  kN

$$P_{voiles} / P_{Tot} = 19,45 \% \leq 20\%.$$

- **pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques :**

Sens X

**Tableau 4.17 :** Pourcentages des efforts tranchants dans le sens X.

Etage	V <sub>port</sub> (kN)	V <sub>Tot</sub> (kN)	V <sub>port</sub> (%)	V <sub>Tot</sub> (%)
9 <sup>ème</sup>	176,7516	135,39	100	76,59
8 <sup>ème</sup>	914,9666	884,16	100	96,68
7 <sup>ème</sup>	1474,6432	762,52	100	51,73
6 <sup>ème</sup>	1910,167	774,32	100	40,54
5 <sup>ème</sup>	2283,1642	1020,16	100	44,68
4 <sup>ème</sup>	2605,006	963,37	100	36,98
3 <sup>ème</sup>	2864,6884	886,25	100	30,93
2 <sup>ème</sup>	3075,1565	978,32	100	31,81
1 <sup>er</sup>	3238,8682	815,93	100	25,19
RDC	3334,889	871,37	100	26,10

Sens Y

Tableau 4.18 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens Y.

Etage	V <sub>port</sub> (kN)	V <sub>Tot</sub> (kN)	V <sub>port</sub> (%)	V <sub>Tot</sub> (%)
9 <sup>ème</sup>	130,3196	89,56	100	68,72
8 <sup>ème</sup>	823,3869	805,02	100	97,77
7 <sup>ème</sup>	1358,1686	910,63	100	67,04
6 <sup>ème</sup>	1801,8908	982,30	100	54,51
5 <sup>ème</sup>	2177,0559	1409,66	100	64,75
4 <sup>ème</sup>	2497,9662	1424,12	100	57,01
3 <sup>ème</sup>	2765,749	1375,05	100	49,72
2 <sup>ème</sup>	2981,6571	1622,09	100	54,40
1 <sup>er</sup>	3149,1904	1489,27	100	47,31
RDC	3251,6937	919,19	100	28,26

#### 4.5. Conclusion

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **SAP2000**, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, pour définir le modèle finale en a Comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ( $=0.8*V$ ) qui ne doit pas dépasser la résultante des forces à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort ( $0.8*V$ ) représente l'effort tranchant minimale.

Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.

Vérifier l'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.

Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisi un facteur  $R=4$  un Portiques contreventés par des voiles.

## 5.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

## 5.2. Ferrailage des poteaux

### 5.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**Tableau 5.1** : Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,2	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18,48	1	400	400

### 5.2.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

#### a. Selon CBA 93

Situation durable →ELU :  $1,35G+1,5Q$

→ELS :  $G+Q$

#### b. Selon RPA 99

Situation accidentelle :  $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1- effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{\max}, M_{corr}$ )
- 2- effort normal minimal et le moment correspondant ( $N_{\min}, M_{corr}$ )
- 3- le moment maximum et l'effort correspondant ( $M_{\max}, N_{corr}$ )

### 5.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

\*  $0,9 \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle 3\%$  ..... Zone courante (Z.C).

\*  $0,9 \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle 6\%$  ..... Zone de recouvrement (Z.R).

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $50\emptyset$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants

**1. Situation durable**

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

**a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )**

**Tableau 5.2 :** Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}$ ;  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	$N^{\max}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	Section [cm <sup>2</sup> ]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	2419.11	4.3	55x55	SEC	0	0	27.22
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	2121.16	13.8	50x50	SEC	0	0	22.5
3 <sup>ème</sup> .4 <sup>ème</sup>	1559.13	15.33	45x45	SEC	0	0	18.22
5 <sup>ème</sup> .6 <sup>ème</sup>	1025.68	17.97	40x40	SEC	0	0	14.4
7 <sup>ème</sup> .8 <sup>ème</sup>	511.3	18.77	35x35	SEC	0	0	11.02

**b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )**

**Tableau 5.3 :** Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}$ ;  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	$M^{\max}$ [KN]	$N^{\text{corr}}$ [KN]	Section [cm <sup>2</sup> ]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	46.42	1767.52	55x55	SEC	0	0	27.22
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	53.84	1181.26	50x50	SEC	0	0	22.5
3 <sup>ème</sup> .4 <sup>ème</sup>	61.73	842.31	45x45	SEC	0	0	18.22
5 <sup>ème</sup> .6 <sup>ème</sup>	64.04	438.82	40x40	SEC	0	0	14.4
7 <sup>ème</sup> .8 <sup>ème</sup>	61.41	31.53	35x35	SPC	5.58	0	11.02

**c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )**

**Tableau 5.4 :** Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\min}$ ;  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	$N^{\min}$ [KN]	$M^{\text{corr}}$ [KN]	Section [cm <sup>2</sup> ]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	809.81	16.6	55x55	SEC	0	0	27.22
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	616.19	25.88	50x50	SEC	0	0	22.5
3 <sup>ème</sup> .4 <sup>ème</sup>	385.1	28.92	45x45	SEC	0	0	18.22
5 <sup>ème</sup> .6 <sup>ème</sup>	152.32	27.05	40x40	SEC	0	0	14.4
7 <sup>ème</sup> .8 <sup>ème</sup>	31.53	61.41	35x35	SPC	5.58	0	11.02

## 2. Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q+E**

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )Tableau 5.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ;  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	$N^{\max}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	Section [cm <sup>2</sup> ]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	2224.73	121.04	55x55	SEC	0	0	27.22
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	1880.58	133.82	50x50	SEC	0	0	22.5
3 <sup>ème</sup> . 4 <sup>ème</sup>	1314.49	40.33	45x45	SEC	0	0	18.22
5 <sup>ème</sup> . 6 <sup>ème</sup>	855.87	30.25	40x40	SEC	0	0	14.4
7 <sup>ème</sup> . 8 <sup>ème</sup>	420.52	24.82	35x35	SEC	0	0	11.02

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )Tableau 5.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ;  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	$M^{\max}$ [KN]	$N^{\text{corr}}$ [KN]	Section [cm <sup>2</sup> ]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	132.19	1739.06	55x55	SEC	0	0	27.22
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	246.86	603.34	50x50	SPC	7.96	0	22.5
3 <sup>ème</sup> . 4 <sup>ème</sup>	245.11	416.96	45x45	SPC	12.57	0	18.22
5 <sup>ème</sup> . 6 <sup>ème</sup>	184.12	221.08	40x40	SPC	12.12	0	14.4
7 <sup>ème</sup> . 8 <sup>ème</sup>	121.02	74.09	35x35	SPC	10	0	11.02

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )Tableau 5.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ;  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	$N^{\min}$ [KN]	$M^{\text{corr}}$ [KN]	Section [cm <sup>2</sup> ]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	492.32	56.72	55x55	SEC	0	0	27.22
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	366.94	133.14	50x50	SPC	3.04	0	22.5
3 <sup>ème</sup> . 4 <sup>ème</sup>	26.25	47.47	45x45	SPC	2.63	0	18.22
5 <sup>ème</sup> . 6 <sup>ème</sup>	47.34	39.96	40x40	SPC	2.21	0	14.4
7 <sup>ème</sup> . 8 <sup>ème</sup>	4.8	98.51	35x35	SPC	8.5	0	11.02

- Combinaison : **0,8G+E**

**a. ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )**

**Tableau 5.8 :** Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}; M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	$N^{\max}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	Section [cm <sup>2</sup> ]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	1847.36	121.49	55x55	SEC	0	0	27.22
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	1551.49	132.5	50x50	SEC	0	0	22.5
3 <sup>ème</sup> . 4 <sup>ème</sup>	975.01	40.88	45x45	SEC	0	0	18.22
5 <sup>ème</sup> . 6 <sup>ème</sup>	630.6	30.8	40x40	SEC	0	0	14.4
7 <sup>ème</sup> . 8 <sup>ème</sup>	308.67	22.64	35x35	SEC	0	0	11.02

**b. ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )**

**Tableau 5.9 :** Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}; N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	$M^{\max}$ [KN]	$N^{\text{corr}}$ [KN]	Section [cm <sup>2</sup> ]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	131.6	1323.88	55x55	SEC	0	0	27.22
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	244.63	334.46	50x50	SPC	10.75	0	22.5
3 <sup>ème</sup> . 4 <sup>ème</sup>	241.64	317.93	45x45	SPC	13.25	0	18.22
5 <sup>ème</sup> . 6 <sup>ème</sup>	180.45	143.42	40x40	SPC	12.55	0	14.4
7 <sup>ème</sup> . 8 <sup>ème</sup>	118.46	54.58	35x35	SPC	9.93	0	11.02

**c. ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )**

**Tableau 5.10 :** Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}; M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	$N^{\min}$ [KN]	$M^{\text{corr}}$ [KN]	Section [cm <sup>2</sup> ]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	137.03	58.06	55x55	SPC	1.11	0	27.22
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	91.73	109.39	50x50	SPC	5.07	0	22.5
3 <sup>ème</sup> . 4 <sup>ème</sup>	112.35	139.29	45x45	SPC	7.71	0	18.22
5 <sup>ème</sup> . 6 <sup>ème</sup>	0.4	85.82	40x40	SPC	6.26	0	14.4
7 <sup>ème</sup> . 8 <sup>ème</sup>	3.84	17.86	35x35	SPC	1.39	0	11.02

5.2.4. Choix des armatures

On remarque que le ferraillage maximum a été obtenu par les combinaisons (G+Q±E et 0,8G+E)

Tableau 5.11 : Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	1.11	27.22	121	181.5	4T25+12T16	43.77
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	50x50	10.75	22.5	100	150	4T25+12T16	43.77
3 <sup>ème</sup> . 4 <sup>ème</sup>	45x45	13.24	18.22	81	121.5	4T25+12T16	43.77
5 <sup>ème</sup> . 6 <sup>ème</sup>	40x40	12.55	14.4	64	96	12T20	37.7
7 <sup>ème</sup> . 8 <sup>ème</sup>	35x35	9.99	11.02	49	73.5	4T20+8T16	28.65

5.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub> , N<sub>ser</sub>) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

●Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

●Acier : → Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

→Fissuration

préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max \left( 0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right)$

→Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec : η=1,6 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc σ<sub>s</sub>=201.63MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**a. ( $N_{ser}^{max}$  ;  $M_{ser}^{corr}$ )**

**Tableau 5.12:** Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (KN)	$M_{ser}^{corr}$ (KN.m)	Section (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55x55	1768.1	3.19	43.77	76.8	201.63	5.14	15	OK
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	50x50	1550.23	10.54	41.21	84.7	201.63	5.73	15	OK
3 <sup>ème</sup> . 4 <sup>ème</sup>	45x45	1139.41	11.6	41.21	77	201.63	5.24	15	OK
5 <sup>ème</sup> . 6 <sup>ème</sup>	40x40	748.18	13.47	37.7	67.2	201.63	4.65	15	OK
7 <sup>ème</sup> . 8 <sup>ème</sup>	35x35	373.58	13.98	28.65	52.3	201.63	3.75	15	OK

**b. ( $M_{ser}^{max}$  ;  $N_{ser}^{corr}$ )**

**Tableau 5.13 :** Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{corr}$ (KN)	$M_{ser}^{max}$ (KN.m)	Section (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55x55	1228.18	33.7	43.77	66.4	201.63	4.61	15	OK
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	50x50	861.6	39.06	41.21	61.7	201.63	4.4	15	OK
3 <sup>ème</sup> . 4 <sup>ème</sup>	45x45	614.11	44.8	41.21	63.5	201.63	4.66	15	OK
5 <sup>ème</sup> . 6 <sup>ème</sup>	40x40	320.26	46.47	37.7	62.9	201.63	4.91	15	OK
7 <sup>ème</sup> . 8 <sup>ème</sup>	35x35	23.49	44.95	28.65	58.6	201.63	5.61	15	OK

**c. ( $N_{ser}^{min}$  ;  $M_{ser}^{corr}$ )**

**Tableau 5.14 :** Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Section s (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{min}$ (KN)	$M_{ser}^{corr}$ (KN.m)	Section (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55x55	594.97	12.19	43.77	29.5	201.63	2.04	15	OK
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	50x50	452.36	18.98	41.21	31.7	201.63	2.25	15	OK
3 <sup>ème</sup> . 4 <sup>ème</sup>	45x45	282.72	21.19	41.21	29.6	201.63	2.17	15	OK
5 <sup>ème</sup> . 6 <sup>ème</sup>	40x40	114.94	19.82	37.7	25.6	201.63	2.04	15	OK
7 <sup>ème</sup> . 8 <sup>ème</sup>	35x35	23.49	44.95	28.65	58.6	201.63	5.61	15	OK

**5.2.6. Vérification de l'effort tranchant**

**5.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [1]**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$  ..... Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- **Selon le RPA 99 version 2003 [2]**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$  ..... si l'élançement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  ..... si l'élançement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$  : L'élançement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>a</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA\ 93}$ (MPa)	Vérification
RDC	55x55	14.68	0.054	16.48	0.075	1.875	2.5	OK
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	50x50	22.68	0.1	16.48	0.075	1.875	2.5	OK
3 <sup>ème</sup> . 4 <sup>ème</sup>	45x45	25.19	0.138	18.32	0.075	1.875	2.5	OK
5 <sup>ème</sup> . 6 <sup>ème</sup>	40x40	26.39	0.183	20.61	0.075	1.875	2.5	OK
7 <sup>ème</sup> . 8 <sup>ème</sup>	35x35	23.62	0.214	23.55	0.075	1.875	2.5	OK

### 5.2.6.2. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99 [1]**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le **RPA99 version 2003[2]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

T<sub>u</sub> : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400 \text{ MPa}$  (FeE40).

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums des poteaux

**Tableau 5.16:** Espacements maximales selon RPA99

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	55x55	4T25+12T16	25	10	25
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	50x50	4T25+12T16	25	10	25
3 <sup>ème</sup> .4 <sup>ème</sup>	45x45	4T25+12T16	25	10	25
5 <sup>ème</sup> .6 <sup>ème</sup>	40x40	12T20	20	10	20
7 <sup>ème</sup> .8 <sup>ème</sup>	35x35	4T20+8T16	20	10	20

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.17 :** Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	2.61	4.74	2.5	14.68	N	10	0.16	4T10	3.14
						C	15	0.25	4T10	3.14
1 <sup>er</sup> . 2 <sup>ème</sup>	50x50	2.38	4.76	2.5	22.68	N	10	0.28	4T10	3.14
						C	15	0.38	4T10	3.14
3 <sup>ème</sup> .4 <sup>ème</sup>	45x45	2.38	5.28	3.75	25.19	N	10	0.52	4T10	3.14
						C	15	0.78	4T10	3.14
5 <sup>ème</sup> .6 <sup>ème</sup>	40x40	2.38	5.95	3.75	26.39	N	10	0.61	4T10	3.14
						C	15	0.92	4T10	3.14
7 <sup>ème</sup> .8 <sup>ème</sup>	35x35	2.38	6.8	3.75	23.62	N	10	0.63	4T10	3.14
						C	15	0.94	4T10	3.14

### 5.2.6.3 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :L<sub>r</sub>=50Ø<sub>l</sub> en zone III.

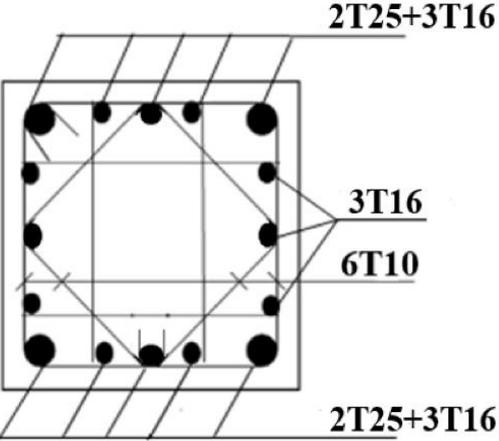
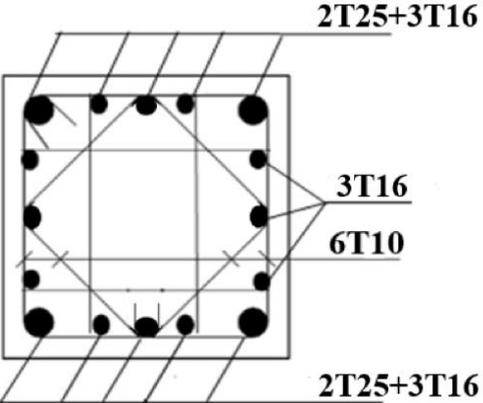
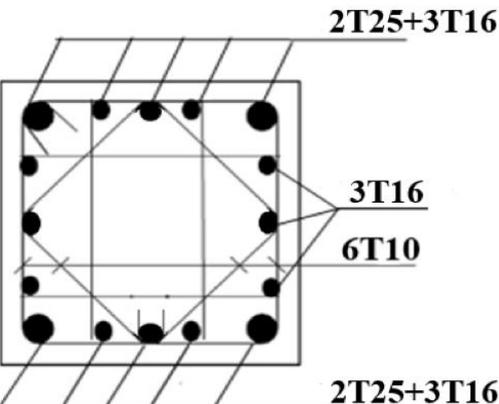
Pour :

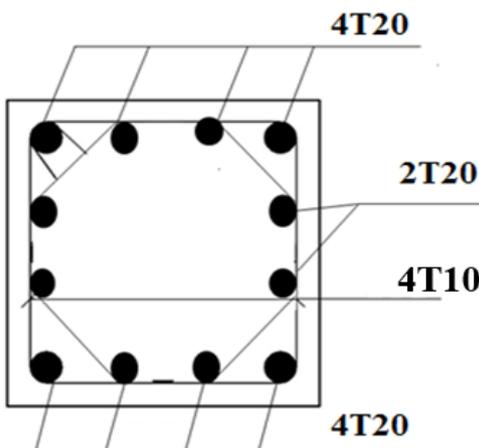
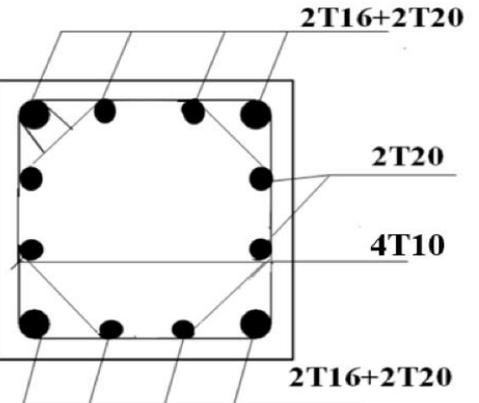
T20.....L<sub>r</sub>=100cm

T16.....L<sub>r</sub>=80cm

T14.....L<sub>r</sub>=70cm

Tableau 5.18 : Schéma de ferrailage des poteaux

Niveaux	
RDC	 <p style="text-align: center;"><math>AxB=55x55(\text{cm}^2)</math></p>
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	 <p style="text-align: center;"><math>AxB=50x50(\text{cm}^2)</math></p>
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	 <p style="text-align: center;"><math>AxB=45x45(\text{cm}^2)</math></p>

5ème - 6ème	
	<p><math>AxB=40x40(cm^2)</math></p>
7ème - 8ème	
	<p><math>AxB=35x35(cm^2)</math></p>

### 5.3. Ferrailage des poutres

#### 5.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

##### a. Selon CBA 93

Situation durable → ELU:  $1,35G+1,5Q$

→ ELS:  $G+Q$

##### b. Selon RPA 99

Situation accidentelle →  $G+Q+E$

→  $0,8G+Q$

#### 5.3.2. Recommandations selon RPA99 version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### 5.3.3. Calcul de ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **SAP2000**.

On dispose 2 types de poutres :

- Poutres principales 30x50 (cm<sup>2</sup>).
- Poutres secondaire 30x40 (cm<sup>2</sup>).

## 1. Sens porteur

## a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau 5.19 : Ferrailage des poutres porteur (situation durable)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
terrasse	30x50	Travée	98,48	6,71
		Appui	-160	11,45
4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	30x50	Travée	95,04	6,46
		Appui	-182,05	13,28
1 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	30x50	Travée	100,09	6,89
		Appui	-203,79	15,17
RDC	30x50	Travée	116,99	8,09
		Appui	-194,5	14,35

## b. Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau 5.20 : Ferrailage des poutres porteur (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
terrasse	30x50	Travée	91,65	5,33
		Appui	-159,8	9,64
4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	30x50	Travée	151,25	9,08
		Appui	-268,27	17,4
1 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	30x50	Travée	155,48	9,36
		Appui	-285,2	18,74
RDC	30x50	Travée	138,98	8,29
		Appui	-214,7	13,41

c. Situation accidentelle :  $0,8G \pm E$

**Tableau 5.21** : Ferrailage des poutres porteur (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
terrasse	30x50	Travée	71,20	4,09
		Appui	-125,49	7,43
4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	30x50	Travée	128,31	7,61
		Appui	-222,07	13,94
1 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	30x50	Travée	129,24	7,66
		Appui	-234,74	14,86
RDC	30x50	Travée	109,36	6,41
		Appui	-166,65	10,1

## 2. Sens non porteur

a. Situation durable :  $1,35G+1,5Q$

**Tableau 5.22** : Ferrailage des poutres porteur non porteur (situation durable)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
terrasse	30x40	Travée	43,91	3.66
		Appui	-39,04	3.24
4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	30x40	Travée	36,06	2.98
		Appui	-46,86	3.92
1 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	30x40	Travée	29,45	2.42
		Appui	-45,31	3.79
RDC	30x40	Travée	15,56	1.26
		Appui	-35,50	2.94

**b. Situation accidentelle : G+Q±E**

**Tableau 5.23:** Ferrailage des poutres porteur non porteur (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
terrasse	30x40	Travée	60,01	4.36
		Appui	-125,73	9.7
4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	30x40	Travée	104,29	7.88
		Appui	-172,07	13.96
1 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	30x40	Travée	144,01	11.32
		Appui	-183,8	15.12
RDC	30x40	Travée	57,45	4.17
		Appui	-85,77	6.38

**c. Situation accidentelle : 0,8G ± E**

**Tableau 5.24 :** Ferrailage des poutres porteur non porteur (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
terrasse	30x40	Travée	67,44	4.93
		Appui	-117,97	9.03
4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	30x40	Travée	105,34	7.97
		Appui	-161,34	12.93
1 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	30x40	Travée	146,11	11.51
		Appui	-184,89	15.23
RDC	30x40	Travée	56,97	4.13
		Appui	-83,26	6.17

5.3.4. Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1. Sens porteur

Tableau 5.25 : Choix des armatures pour les poutres porteur

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
terrasse	30x50	Travée	98,48	60	90	7,5	6,71	3T16+3T14	10,65
		Appui	-160				11,45	6T16	12,06
4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	30x50	Travée	151,25	60	90	7,5	9,08	3T16+2T16	10,05
		Appui	-268,27				17,4	6T20	18,85
1 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	30x50	Travée	155,48	60	90	7,5	9,36	3T16+2T16	10,05
		Appui	-285,2				18,74	6T20	18,85
RDC	30x50	Travée	138,98	60	90	7,5	8,29	3T16+2T14	9,11
		Appui	-214,7				13,41	3T20+2T16	13,44

2. Sens non porteur

Tableau 5.26 : Choix des armatures pour les poutres non porteur

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
terrasse	30x40	Travée	67.44	48	72	6	4.93	3T14+2T12	6.88
		Appui	-125.73				9.7	3T16+3T14	10.65
4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	30x40	Travée	105.34	48	72	6	7.97	6T16	12.06
		Appui	-161.34				12.93	3T20+3T16	15.45
1 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	30x40	Travée	146.11	48	72	6	11.51	6T16	12.06
		Appui	-183.8				15.12	3T20+3T16	15.45
RDC	30x40	Travée	57.45	48	72	6	4.17	3T14	4.62
		Appui	-85.77				6.38	3T14+2T12	6.88

5.3.5. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa$$

Tableau 5.27: Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(choisi)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x50	9.11	1.63	Vérifiée
30x40	6.88	1.3	Vérifiée

5.3.6. Vérification vis à vis de l’E.L.S

Les contraintes sont calculées à l’état limite de service M<sub>ser</sub> , puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

▪ Béton

➤  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

▪ Acier

➤ Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

➤ Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

➤ Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \end{cases}$$

1. Sens porteur

Tableau 5.28 : Vérification des poutres porteur (30x50) à l'ELS

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
terrasse	Travée	71.47	5.46	15	66.2	201.63	OK
	Appui	-100.53	7.34		90.5		
4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	Travée	64.91	4.74	15	45.5	201.63	OK
	Appui	-132.12	8.5		108.5		
1 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	Travée	72.81	5.12	15	61.1	201.63	OK
	Appui	-147.8	9.51		121.4		
RDC	Travée	72.84	5.27	15	62.5	201.63	OK
	Appui	-109.36	5,33		96.2		

2. Sens non porteur

Tableau 5.29 : Vérification des poutres porteur (30x40) à l'ELS

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
terrasse	Travée	32.08	4.07	15	44.8	201.63	OK
	Appui	-28.38	3.29		38.8		
4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	Travée	26.23	2.52	15	29.6	201.63	OK
	Appui	-34.14	3,41		41.4		
1 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	Travée	21.43	2,07	15	53.8	201.63	OK
	Appui	-33.23	3.32		40.3		
RDC	Travée	11.39	1.74	15	72.9	201.63	OK
	Appui	-26.08	3.47		38.6		

### 5.3.8. Vérification de l'effort tranchant

#### a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable). Selon le **BAEL91modifié99**

#### a. Sens porteur

**Tableau 5.30** : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
terrasse	30x50	8,10	0,06	2,5	OK
4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	30x50	106,87	0,79	2,5	OK
1 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	30x50	119,86	0,88	2,5	OK
RDC	30x50	109,17	0,80	2,5	OK

#### b. Sens non porteur

**Tableau 5.31** : Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
terrasse	30x40	57.43	0,53	2,5	OK
4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	30x40	51.07	0.37	2,5	OK
1 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	30x40	50.46	0,46	2,5	OK
RDC	30x40	32.11	0,29	2,5	OK

**b. Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e=400\text{MPa}$ ).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [1]

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 [2]

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{cases}$$

-Poutre principale

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,42\text{cm}$

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

-poutre secondaire

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,14\text{cm}$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.32 : Calcul des armatures transversales**

Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm) C	S <sub>t</sub> (cm) N	ZC	ZN		
Porteur	30x50	119.86	0.06	40	25	12.5	20	10	1.8	4T8
Non Porteur	30x40	57.43	0.53	32.4	20	10	20	10	1.8	4T8

5.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 50\varnothing$  (zone III).

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

On a :

- a.  $\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$
- b.  $\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$
- c.  $\varnothing = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 60\text{cm}$

5.3.10. Arrêt Des Barres

- Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$
- Armatures supérieures :  $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec :  $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

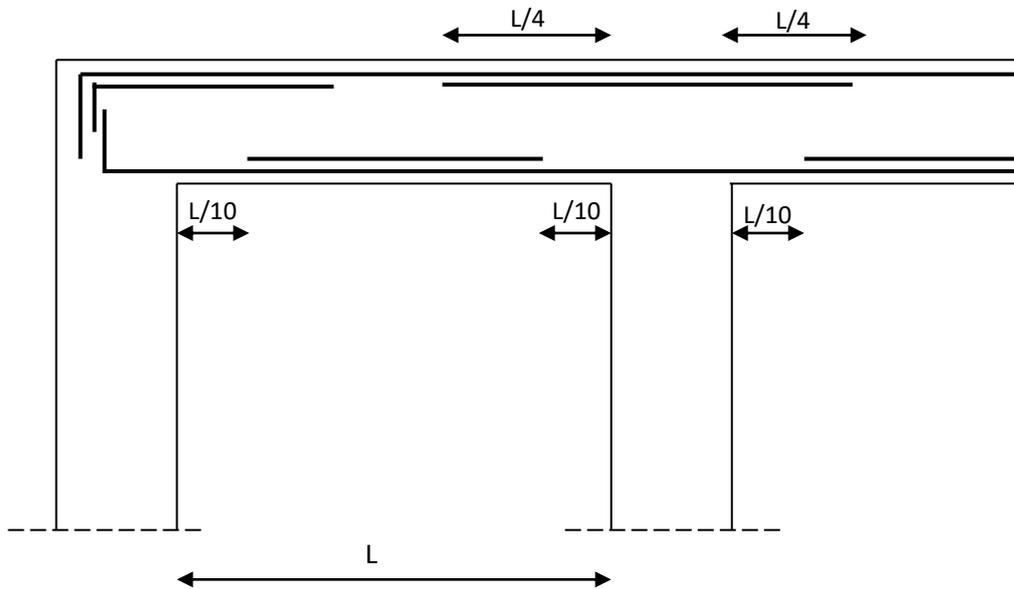


Figure 5.1: Arrêt Des Barres

**5.3.11. Vérification de la flèche**

On doit vérifier que :  $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj} I_b}$$

Avec :

$L$  : La portée de la poutre.

$h$  : La hauteur de la section de la poutre.

$f_{\max}$  : La flèche maximale de la poutre.

$q$  : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ( $q=G+Q$ ).

$G$  : Charge permanente reprise par la poutre.

$Q$  : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

$I_b$  : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion  $\left( I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$

$E_{vj}$  : Module d'élasticité différé du béton armé ( $E_{vj}=10721,40\text{MPa}$ ).

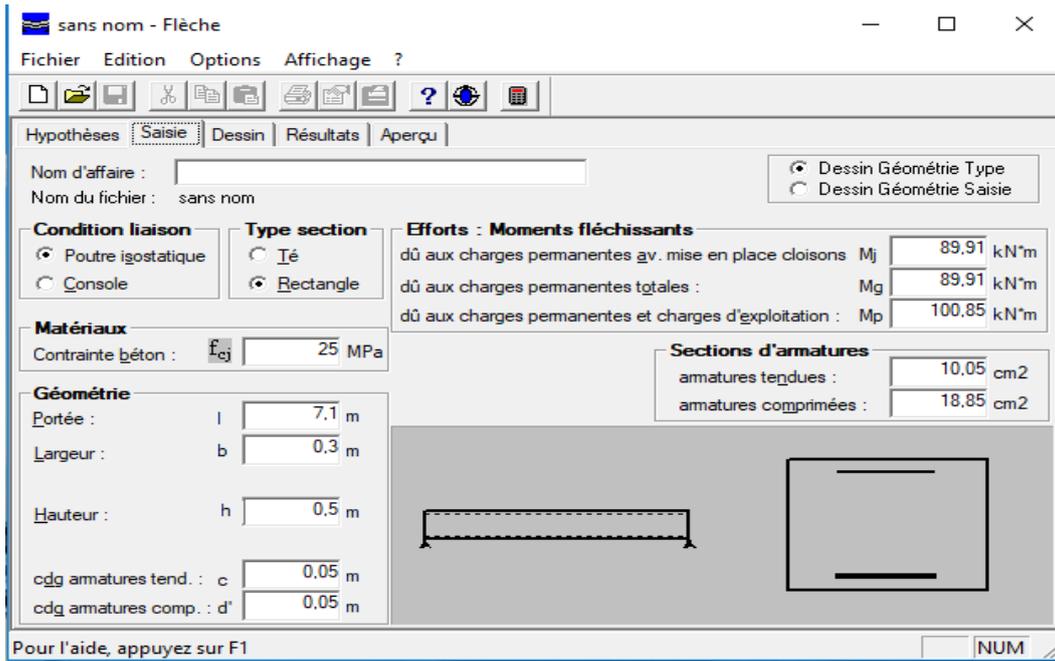
**Remarque**

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

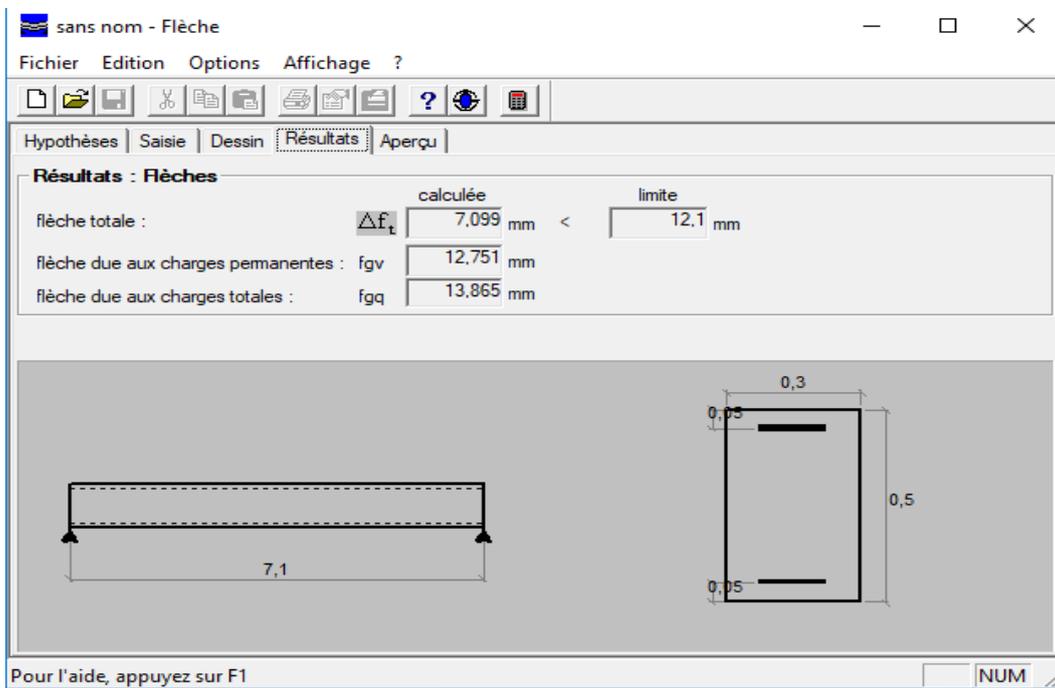
**1- Sens porteur (L= 7.10m)**

$$\bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{1000} + 0,5 = 1,21\text{cm}$$

Données introduites

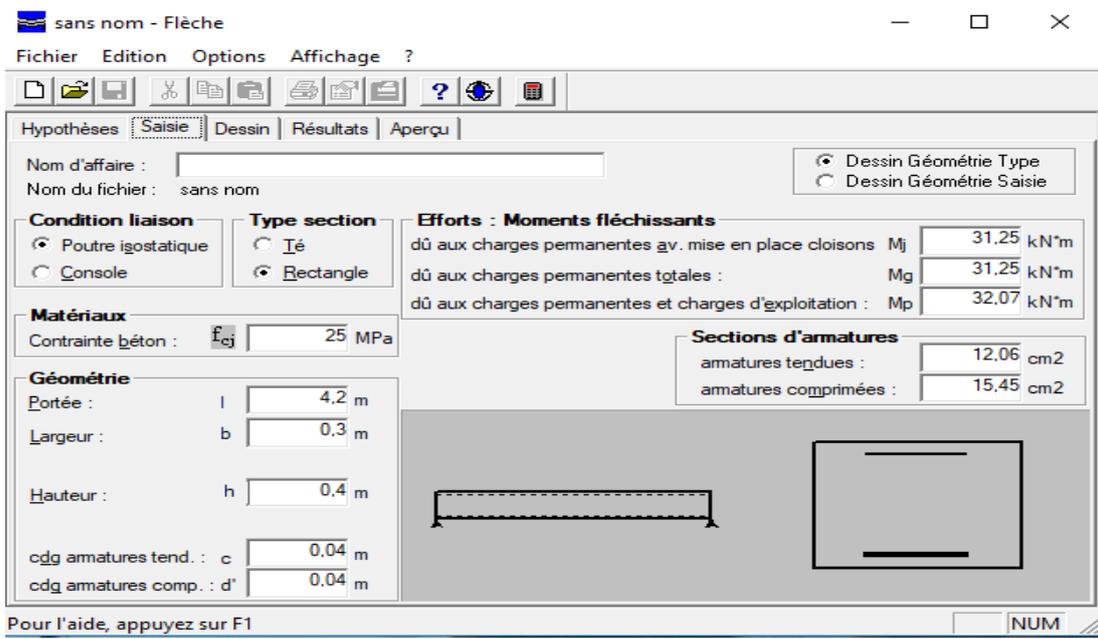


Résultats

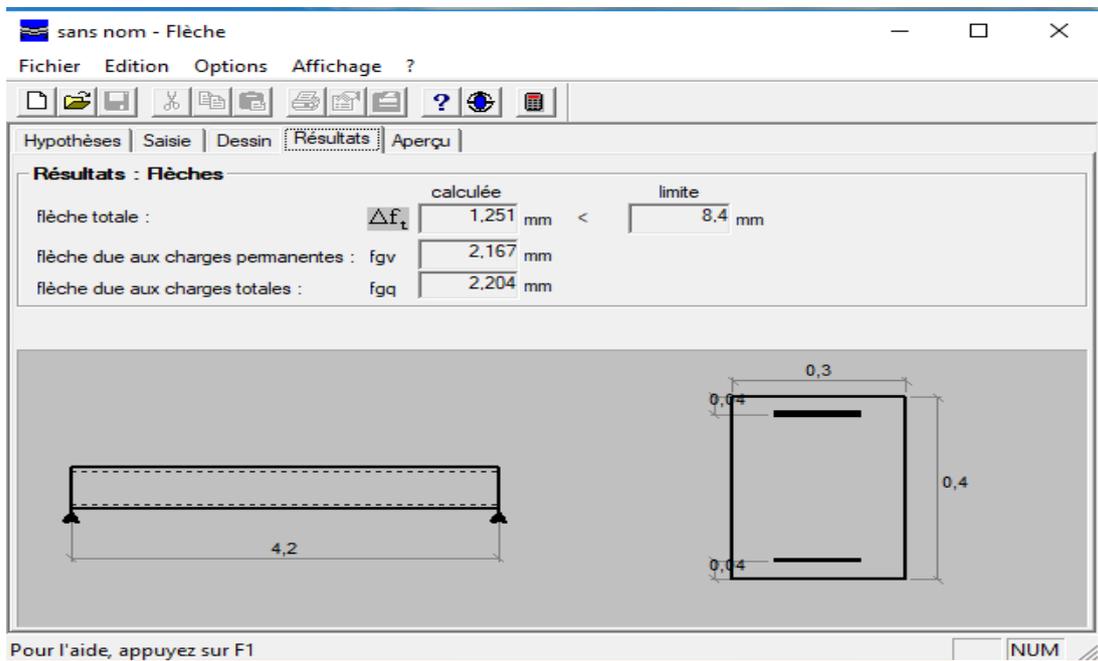


2- Sens non porteur (L= 4.20m)

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{500} = 0.84cm$$

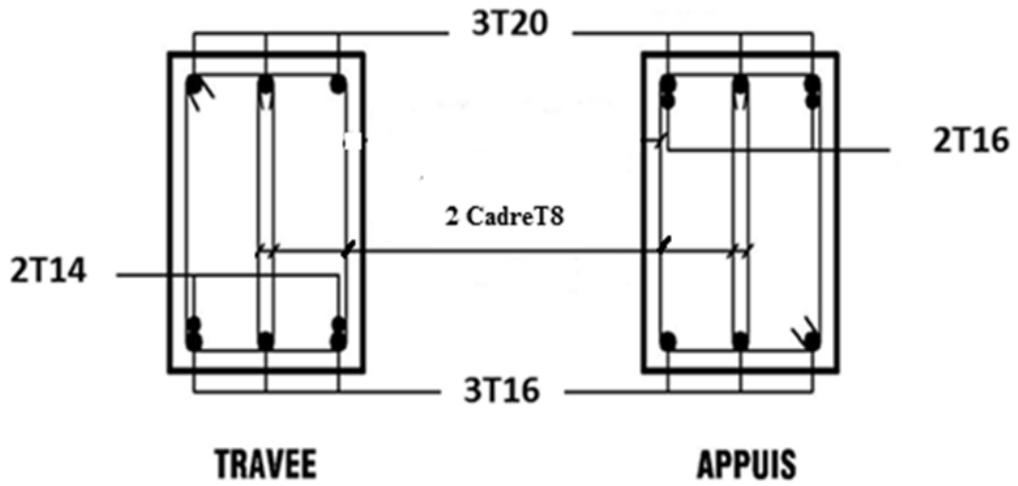


Résultats

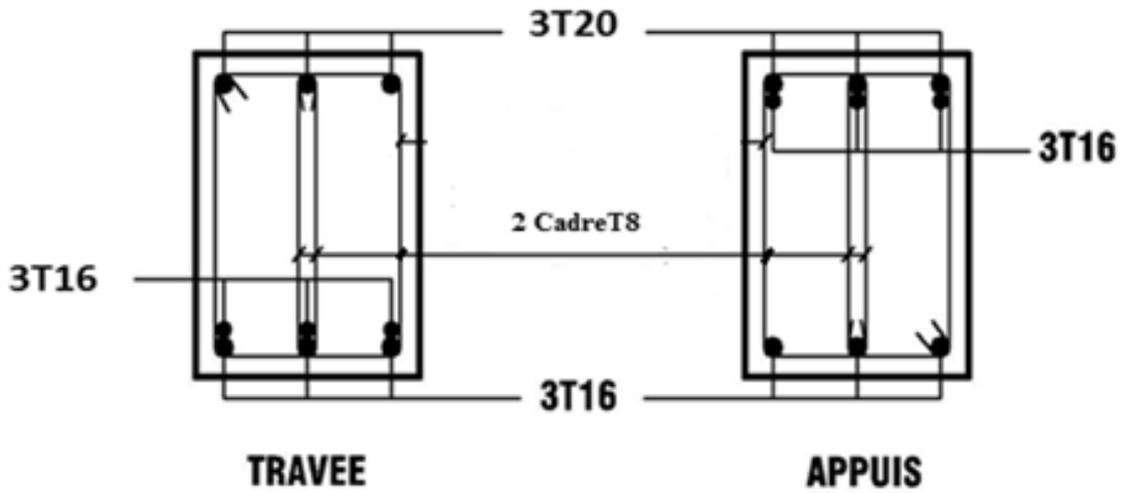


5.4 . Schema de ferrailage des poutres

5.4.1. Poutres porteuse (30x50)



RDC



1<sup>er</sup> / 7<sup>ème</sup> étage

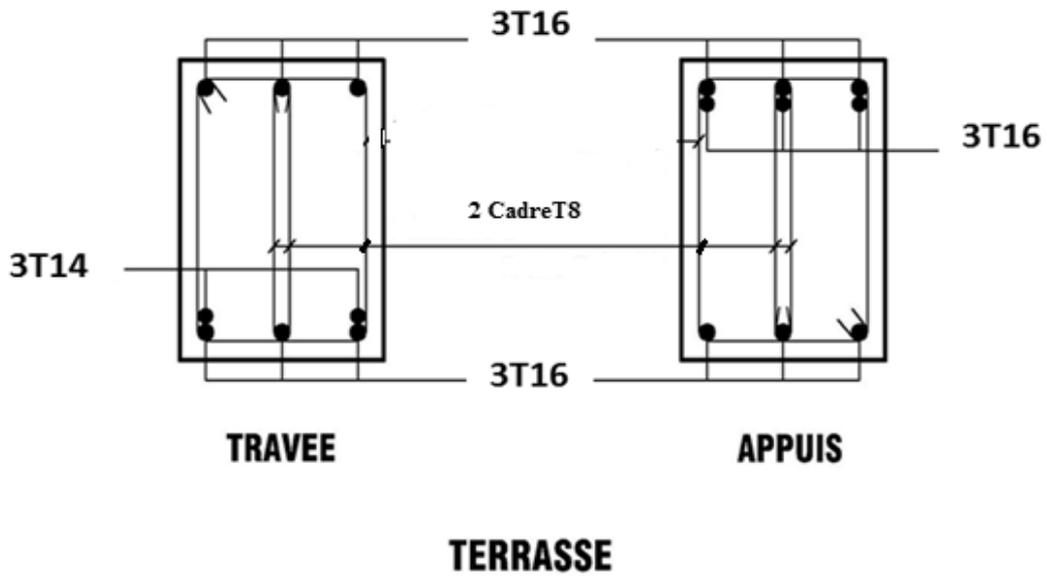
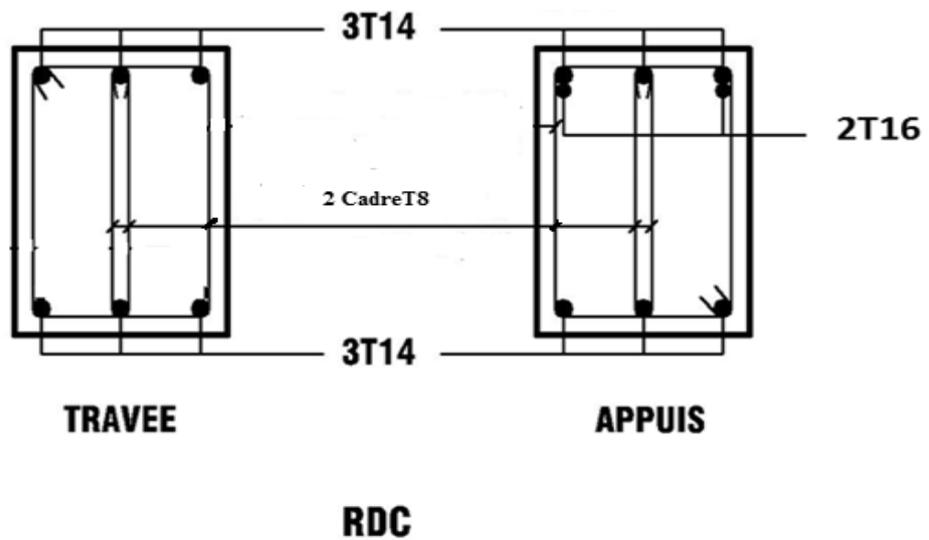
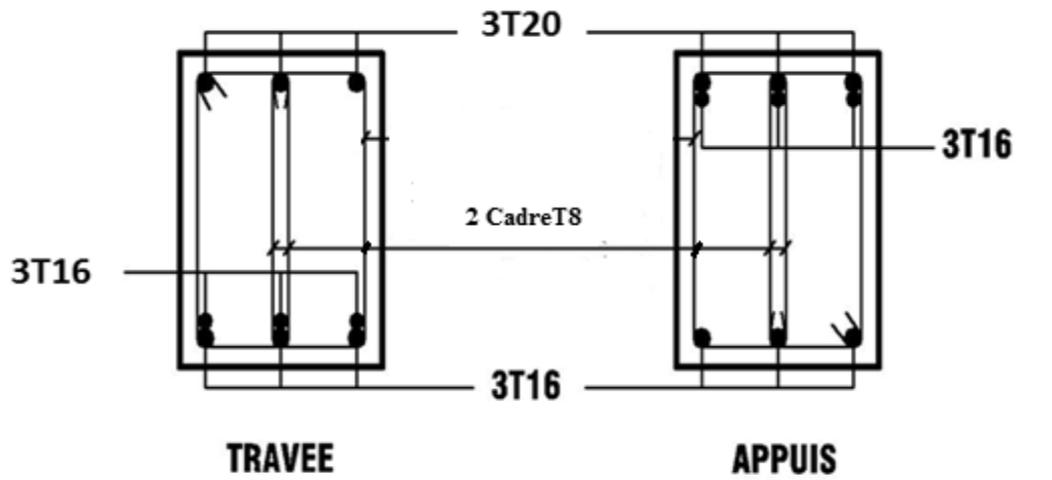


Figure 5.2 : Ferrailage Des Poutres (30x50) cm

5.4.2. Poutres non porteuse (30x40)cm





1<sup>er</sup> / 7<sup>ème</sup> étage

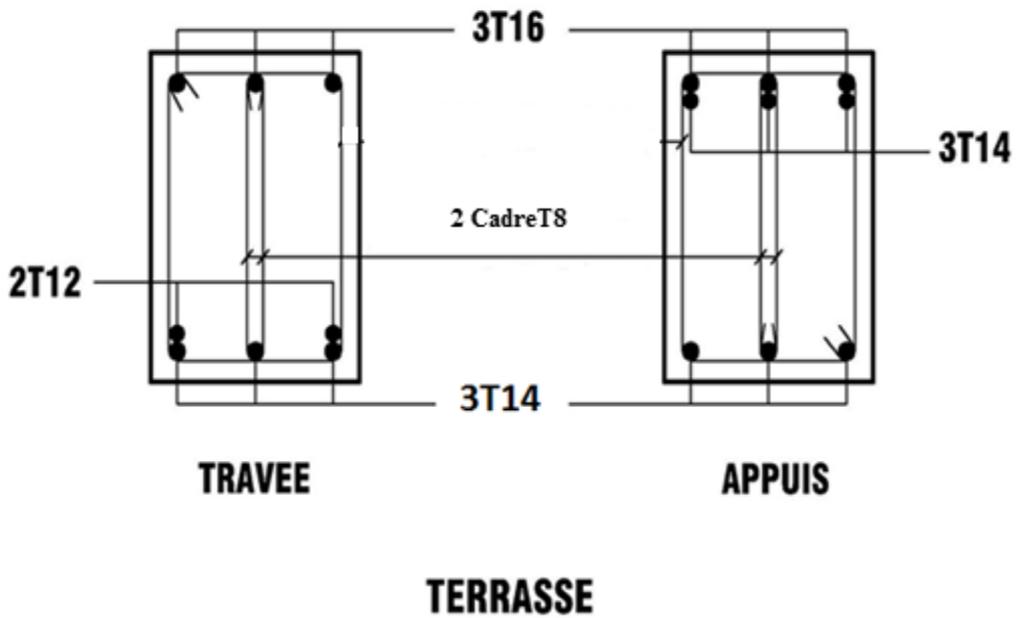


Figure 5.3 : Ferraillage Des Poutres (30x40)cm

## 5.5. Ferrailage des voiles

### 5.5.1. Généralités

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. et appelés voiles.

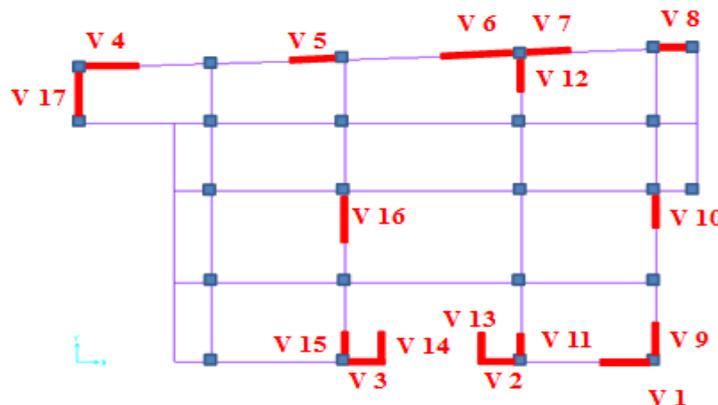
On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

**On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :**

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

### 5.5.2. Ferrailage des voiles

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes



**Figure 5.4 :** Disposition des voiles dans la structure.

- **Procédure de ferrailage des trumeaux :**

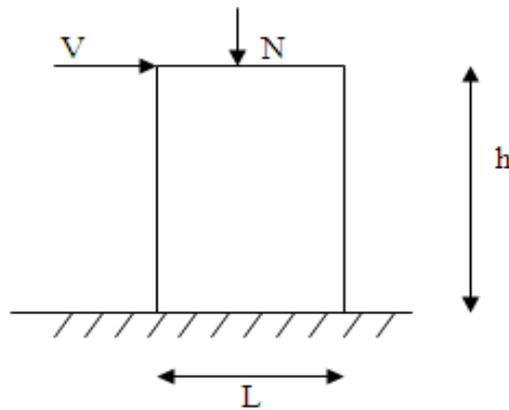
- **Introduction**

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du

comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La **figure 5.3.2** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge Verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



**Figure 5.5** : section rectangulaire, soumise à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$ .
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile)

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

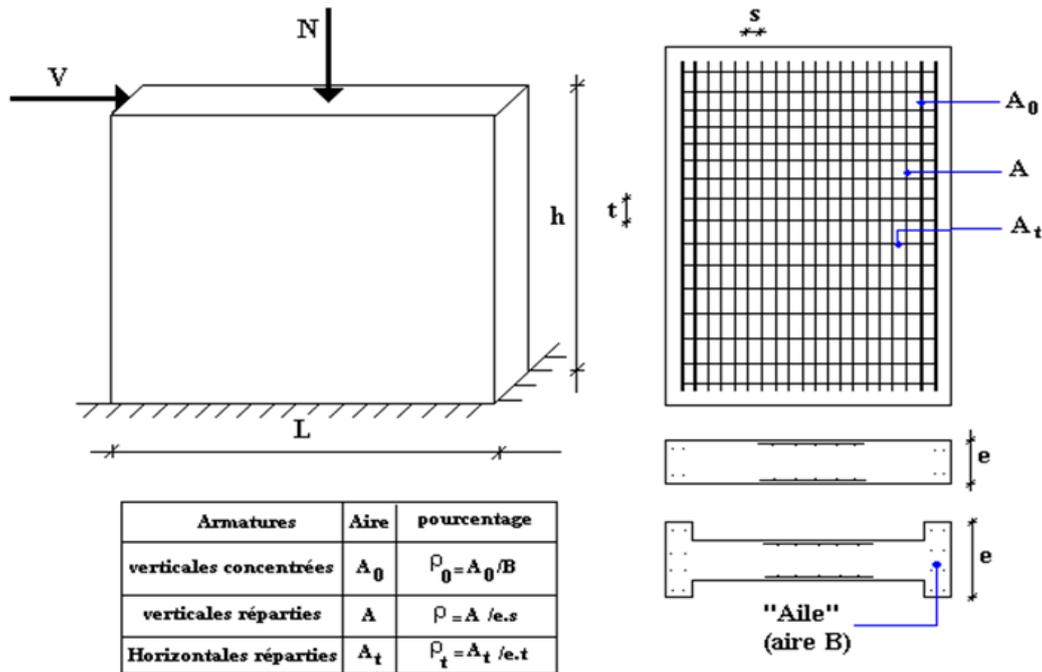


Figure 5.6 : Schéma d'un voile plein et sa disposition de ferrailage

➤ **Préconisation du BAEL91**

• **Justifications sous sollicitations normales**

**a. Conditions d'application**

- La longueur d du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r :  $r \geq 3a$

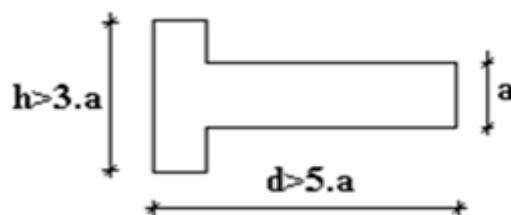


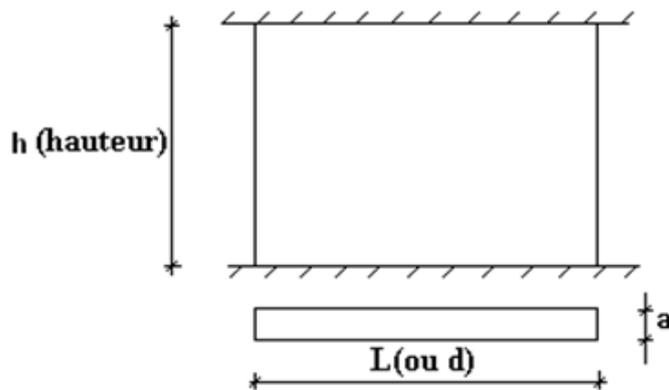
Figure 5.7 : définition de l'élément mur

**b. Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

$l$ : la hauteur libre du mur.

$l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



**Figure 5.8 :** Mur encastré

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant

**Tableau 5.33 :** Valeurs de  $(l_f/l)$

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**Effort de compression en ELU**

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

**Notation :**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

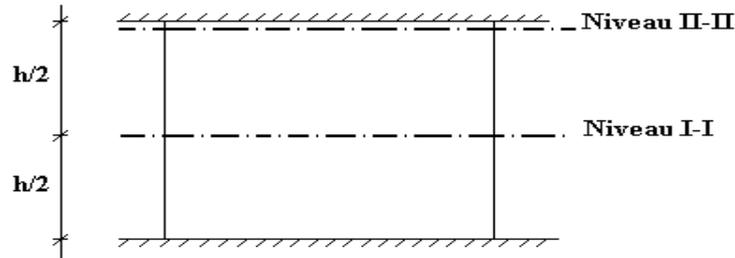
**Tableau 5.34 :** Calcul de  $\sigma_{u\ lim}$

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
<b>Elancement</b>	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<b>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

**Remarque :**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$  que nous appellerons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**c. Niveaux de vérification :**



**Figure 5.9 :** niveau de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d’étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**d. Aciers minimaux**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on n’a pas besoin d’armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L’épaisseur du voile est désignée par la lettre “a”

**1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :**

**Tableau 5.35 :** Aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$

<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_c} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ <p style="text-align: center;">par moitié sur chaque face</p> <p>Avec : <math>\theta = 1,4</math> pour un voile de rive  <math>\theta = 1</math> pour un voile intermédiaire</p>	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$ <p><math>\rho_{v\text{Max}}</math> = le pourcentage vertical de la bande la plus armée</p>

- La section d’armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d’une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l’élément de mur limité par des ouvertures.

**2. Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\phi_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\text{lim}}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ )

**Tableau 5.36 :** Aciers transversaux

	Nombres d’armatures transversales	Diamètre $\phi_t$
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15\phi_l$	8mm

**e. Cisaillement**

Aucune vérification à l’effort tranchant ultime n’est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$ ).

- **Méthode simplifiée basée sur les contraintes:(calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

**1 - Zone comprimée**

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

**2 - Zone tendue**

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$

vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

$F_T$  : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :

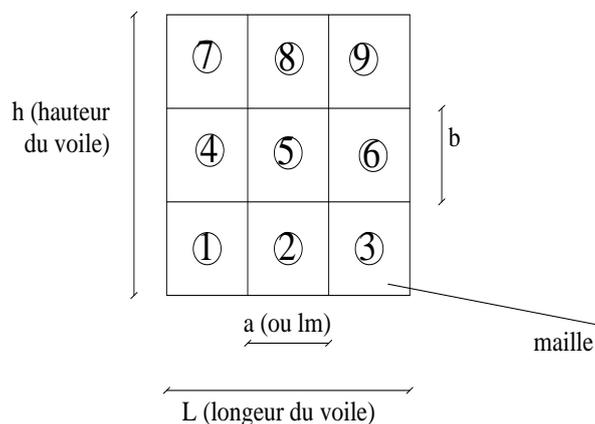
$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport ( $a/b$ ) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.



**Figure 5.10 :** Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$  Est donnée par **sap2000 v 2014**

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}).$$

- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

- **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques.

**Tableau 5.37 : Aciers supplémentaires**

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm <sup>2</sup>	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0.5	0.33

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

**Aciers verticaux**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

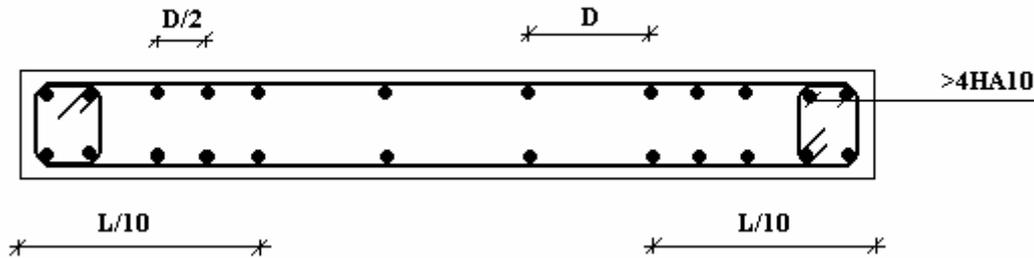


Figure 5.11 : disposition des armatures verticales dans les voiles

**a. Aciers horizontaux**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**b. Règles communes**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0.15%
  - En zone courante 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- 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.

-20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**V.5.3. Exemple de calcul (V1)**

Soit le voile de longueur

$L = 2,0m.$

$a = 0,15 m$  (épaisseurs).

$h_e = 3,4 m$  (hauteur de entre sole).

- Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 3,4 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3,4 - 0,50 = 2,9m$  (0,50m : hauteur de la poutre).

**Tableau 5.38 :** Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple (V1)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement $l_f$	m	$2,9 \times 0,85 = 2,46$	$0,8 \times 2,9 = 2,32$
Elancement $\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 42,6$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 40,18$
Coefficient $\alpha$		0,655	0,478
Section réduite $B_r$ (par ml) Avec $d = 1m$	$M^2$	$(a-0,02) 1 = (0,15-0,02)1 = 0,13$	$(a-0,02)1 = (0,15-0,02)1 = 0,13$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,655 \left[ \frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,15} \right]$ $\sigma_{bna} = 13,70 MPa$	$\sigma_{ba} = \frac{0,47}{1 \times 0,15} \left( \frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 52,08 MPa$

• **Remarque**

$\sigma_{ba} = 12,60$  MPa correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_{et}$

$B_{et} = (0,15) (0,11) \text{ m}^2$

$A_s = 0.17 \text{ cm}^2$

• **Armatures de traction**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur  $l^i$  est telle que :

$$L_t = \frac{L}{5} = \frac{2}{3} = 0,66 \text{ m}$$

Avec : L : longueur de voile

$$L = 2,0 \text{ m}$$

• **Voile V1 : e=15cm pour RDC ; L=2,00**

**Tableau 5.39 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)**

maille(ou élément de voile)	1	2	3
Dimensions (m <sup>2</sup> ) (a*l <sup>i</sup> ) = S <sub>j</sub>	0,11	0,11	0,11
Contrainte moyenne par bande $\sigma_j$ (MPa)	2,12	3,08	4,59
de traction $F_t(\text{MN}) = \sigma_j S_j$	0,2332	0,3388	0,5049
Section d'acier (cm <sup>2</sup> ) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$ )	5,75	8,25	12,6
Aciers minimaux (cm <sup>2</sup> ) 1. Selon BAEL: 0,1% S <sub>béton</sub> 2. Selon RPA99: 0,2 % S <sub>béton</sub>	1,1 2,2	1,1 2,2	1,1 2,2
choix	2x5T14	2x5T12	2x5T14
$A_v$ adopté	15,40	11,30	15,40
S <sub>i</sub> : espacement (cm)	15,00	15,00	15,00

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) [2]**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{8,25 \times (150)(666)}{400} 1,4 = 2884,12 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 28,84 \text{ cm}^2$$

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (4,59) (150) (200)}{(0,8) (400) (0,8)} = 753,04 \text{ mm}^2.$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armée} \}.$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (4,09) = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (15) (66,6) = 1,49 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 7,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5T12 \quad A_{\text{vadopté}} = 11,30$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{66}{5} = 13,2 \text{ cm}^2 \text{ on prendre } S_t = 15 \text{ cm}^2$$

On prend :  $S_t = 150,0 \text{ mm} < S_{t \min} = 200 \text{ mm}$  ... vérifié

- Voile V1 : e=15 cm ; L=2.m

Tableau 5.40 : Calcul des armatures du voile (V1).

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{V\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
1 <sup>er</sup>	1	0,66	0,10	3,48	0,348	8,7	2x5T14	15	15,40
	2	0,66	0,10	4,09	0,409	10,22	2x5T12	15	11,30
2 <sup>ème</sup>	3	0,66	0,10	4,43	0,443	11,07	2x5T14	15	15,40
3 <sup>ème</sup>	1	0,66	0,10	1,95	0,195	4,875	2x5T14	15	15,40
	2	0,66	0,10	2,14	0,214	5,35	2x5T12	15	11,30
4 <sup>ème</sup>	3	0,66	0,10	3,13	0,313	7,825	2x5T14	15	15,40
5 <sup>ème</sup>	1	0,66	0,10	3,16	0,316	7,29	2x5T12	15	11,30
	2	0,66	0,10	1,59	0,159	3,975	2x5T12	15	11,30
6 <sup>ème</sup>	3	0,66	0,10	3,91	0,391	5,775	2x5T12	15	11,30
7 <sup>ème</sup>	1	0,66	0,10	1,18	0,118	2,95	2x5T12	15	11,30
	2	0,66	0,10	3,50	0,35	5,75	2x5T12	15	11,30
	3	0,66	0,10	3,31	0,331	5,275	2x5T12	15	11,30

- Voile V2 : e=15 cm ; L=2.02m.

Tableau 5.41 : Calcul des armatures du voile (V2).

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{V\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,67	0,11	6,85	0,7535	18,83	2x8T14	10,00	24,64
	2	0,67	0,11	7,92	0,8712	21,28	2x7T14	10,00	21,56
	3	0,67	0,11	8,60	0,946	23,65	2x8T14	10,00	24,64
1 <sup>er</sup>	1	0,67	0,10	8,79	0,879	21,65	2x7T14	10,00	21,56

2 <sup>ème</sup>	2	0,67	0,10	7,90	0,79	19,45	2x7T14	10,00	21,56
	3	0,67	0,10	8,24	0,824	20,60	2x7T14	10,00	21,56
3 <sup>ème</sup>	1	0,67	0,10	7,20	0,72	18,00	2x6T14	12,00	18,48
	2	0,67	0,10	9,41	0,941	23,52	2x6T14	12,00	24,64
4 <sup>ème</sup>	3	0,67	0,10	7,21	0,721	18,02	2x6T14	12,00	18,48
5 <sup>ème</sup>	1	0,67	0,10	5,41	0,541	13,52	2x6T12	12,00	13,58
	2	0,67	0,10	5,48	0,548	13,07	2x6T12	12,00	13,58
6 <sup>ème</sup>	3	0,67	0,10	3,85	0,385	9,62	2x6T12	12,00	13,58
7 <sup>ème</sup>	1	0,67	0,10	3,18	0,318	7,65	2x6T12	12,00	13,58
	2	0,67	0,10	2,68	0,268	6,27	2x6T12	12,00	13,58
8 <sup>ème</sup>	3	0,67	0,10	1,96	0,196	4,90	2x6T12	12,00	13,58

- Voile V3 : e=15 cm ; L=2.02m

Tableau 5.42 : Calcul des armatures du voile (V3).

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{v\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,67	0,10	7,81	0,78	19,52	2x7T14	10,00	21,56
	2	0,67	0,10	9,90	0,99	24,45	2x8T14	10,00	24,64
	3	0,67	0,10	8,38	0,83	18,95	2x7T14	10,00	21,56
1 <sup>er</sup>	1	0,67	0,10	8,13	0,81	20,32	2x7T14	10,00	21,56
	2	0,67	0,10	7,18	0,718	17,95	2x6T14	10,00	18,48
2 <sup>ème</sup>	3	0,67	0,10	7,38	0,738	18,45	2x7T14	10,00	21,56
3 <sup>ème</sup>	1	0,67	0,11	6,27	0,68	17,24	2x6T14	12,00	18,48
	2	0,67	0,11	6,50	0,71	17,87	2x6T14	12,00	18,48
4 <sup>ème</sup>	3	0,67	0,11	5,02	0,55	13,80	2x6T14	12,00	18,48
5 <sup>ème</sup>	1	0,67	0,10	3,35	0,335	8,375	2x5T12	14,00	11,30

6 <sup>ème</sup>	2	0,67	0,10	4,47	0,44	11,17	2x5T12	14,00	11,30
	3	0,67	0,10	3,75	0,37	9,375	2x5T12	14,00	11,30
7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	1	0,67	0,10	1,42	0,14	3,55	2x5T12	14,00	11,30
	2	0,67	0,10	1,92	0,19	4,8	2x5T12	14,00	11,30
	3	0,67	0,10	2,14	0,21	5,35	2x5T12	14,00	11,30

- Voile V4 : e=15 cm ; L=2.00 m

Tableau 5.43 : Calcul des armatures du voile (V4)

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,66	0,11	6,88	0,756	18,92	2x6T14	11,00	18,48
	2	0,66	0,11	4,36	0,479	11,19	2x5T12	15,00	11,30
	3	0,66	0,11	3,39	0,372	9,32	2x6T14	11,00	18,48
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	1	0,66	0,10	6,17	0,617	15,32	2x5T14	15,00	15,40
	2	0,66	0,10	3,93	0,393	9,82	2x5T12	15,00	11,30
	3	0,66	0,10	4,92	0,492	12,3	2x5T14	15,00	15,40
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	1	0,66	0,10	3,52	0,352	8,8	2x4T12	16,00	9,04
	2	0,66	0,10	6,5	0,65	6,25	2x5T12	15,00	11,30
	3	0,66	0,10	3,32	0,332	8,3	2x4T12	16,00	9,04
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	1	0,66	0,10	5,7	0,57	4,25	2x4T12	16,00	9,04
	2	0,66	0,10	4,42	0,442	11,05	2x5T12	15,00	11,30
	3	0,66	0,10	3,02	0,302	7,55	2x4T12	16,00	9,04
7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	1	0,66	0,10	3,72	0,372	9,3	2x4T12	15,00	9,04
	2	0,66	0,10	1,39	0,139	3,475	2x5T12	15,00	11,30
	3	0,66	0,10	3,78	0,378	9,15	2x4T12	15,00	9,04

- Voile V5 : e=15 cm ; L=2.00 m

Tableau 5.44 : Calcul des armatures du voile (V5)

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,66	0,11	1,9	0,209	5,22	2x5T14	15,00	15,40
	2	0,66	0,11	3,73	0,4103	10,25	2x5T12	15,00	11,30
	3	0,66	0,11	5,41	0,5951	14,87	2x5T14	15,00	15,40
1 <sup>er</sup> -	1	0,66	0,10	3,86	0,386	9,65	2x5T12	15,00	11,30
	2	0,66	0,10	3,51	0,351	8,77	2x5T12	15,00	11,30
2 <sup>ème</sup>	3	0,66	0,10	2,64	0,264	6,6	2x5T12	15,00	11,30
3 <sup>ème</sup> -	1	0,66	0,10	2,93	0,293	7,32	2x5T12	15,00	11,30
	2	0,66	0,10	2,67	0,267	6,07	2x5T12	15,00	11,30
4 <sup>ème</sup>	3	0,66	0,10	0,94	0,094	2,35	2x5T12	15,00	11,30
5 <sup>ème</sup> -	1	0,66	0,10	4,32	4,12	6,80	2x5T12	15,00	11,30
	2	0,66	0,10	2,73	0,273	6,12	2x5T12	15,00	11,30
6 <sup>ème</sup>	3	0,66	0,10	0,94	0,094	2,35	2x5T12	15,00	11,30
7 <sup>ème</sup> -	1	0,66	0,10	1,82	0,182	4,55	2x5T12	15,00	11,30
	2	0,66	0,10	2,31	0,231	5,77	2x5T12	15,00	11,30
	3	0,66	0,10	2,08	0,208	5,2	2x5T12	15,00	11,30
8 <sup>ème</sup>									

- Voile V6 : e=15 cm ; L=1,50 m.

Tableau 5.45 : Calcul des armatures du voile (V6)

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,5	0,08	5,62	0,44	11,24	2x5T14	10,00	15,40
	2	0,5	0,08	4,69	0,37	9,38	2x5T14	10,00	15,40
	3	0,5	0,08	3,70	0,29	7,4	2x5T14	10,00	15,40
1 <sup>er</sup>	1	0,5	0,075	4,56	0,34	8,55	2x5T14	10,00	15,40

-	2 <sup>ème</sup>	2	0,5	0,075	2,69	0,20	5,043	2x5T14	10,00	15,40
		3	0,5	0,075	2,88	0,21	5,4	2x5T14	10,00	15,40
3 <sup>ème</sup>	-	1	0,5	0,075	2,79	0,20	5,23	2x5T12	15,00	11,30
		2	0,5	0,075	2,76	0,207	5,18	2x4T12	10,00	9,04
4 <sup>ème</sup>	-	3	0,5	0,075	4,80	0,360	9,00	2x5T12	10,00	11,30
		1	0,5	0,075	3,53	0,26	6,26	2x4T12	15,00	11,30
5 <sup>ème</sup>	-	2	0,5	0,075	5,20	0,19	4,07	2x4T12	15,00	11,30
		3	05	0,075	2,58	0,19	4,08	2x4T12	15,00	11,30
6 <sup>ème</sup>	-	1	0,5	0,075	2,56	0,19	4,8	2x4T12	15,00	11,30
		2	0,5	0,075	3,48	0,26	6,25	2x4T12	15,00	11,30
7 <sup>ème</sup>	-	3	05	0,075	1,93	0,14	3,61	2x4T12	15,00	11,30

- Voile V7: e= 15cm ; L=2,50 m.

Tableau 5.46 : Calcul des armatures du voile (V7)

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{V\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	
RDC	1	0,83	0,13	3,97	0,516	12,90	2x8T14	10,00	24,64	
	2	0,83	0,13	5,51	0,716	17,90	2x6T14	15,00	18,48	
	3	0,83	0,13	7,83	1,017	24,44	2x8T14	10,00	24,64	
1 <sup>er</sup>	-	1	0,83	0,12	5,60	0,672	16,8	2x7T14	10,00	21,56
		2	0,83	0,12	6,19	0,742	18,57	2x6T14	15,00	18,48
		3	0,83	0,12	7,10	0,852	21,3	2x7T14	10,00	21,56
2 <sup>ème</sup>	-	1	0,83	0,12	6,86	0,82	20,54	2x7T14	10,00	21,56
		2	0,83	0,12	5,75	0,69	17,25	2x6T14	15,00	18,48
3 <sup>ème</sup>	-	3	0,83	0,12	2,40	0,288	7,2	2x7T14	10,00	21,56
		1	0,83	0,12	4,34	0,521	13,04	2x7T12	10,00	15,84
4 <sup>ème</sup>	-	2	0,83	0,12	3,74	0,448	11,22	2x6T12	15,00	15,84

6 <sup>ème</sup>	3	0,83	0,12	2,90	0,348	8,7	2x7T12	10,00	13,58
7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	1	0,83	0,12	2,77	0,332	8,31	2x7T12	10,00	15,84
	2	0,83	0,12	1,40	0,168	4,22	2x6T12	15,00	15,84
	3	0,83	0,12	2,22	0,266	6,66	2x7T12	10,00	15,84

- Voile V8 : e=15 cm ; L=1,65 m

Tableau 5.47 : Calcul des armatures du voile (V8)

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,55	0,09	2,26	0,2034	5,08	2x4T14	15,00	9.24
	2	0,55	0,09	2,90	0,261	6,52	2x4T14	15,00	9.24
	3	0,55	0,09	2,73	0,2457	6,14	2x4T14	15,00	9.24
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	1	0,55	0,08	2,03	0,1624	4,06	2x4T12	15,00	9.04
	2	0,55	0,08	2,38	0,1904	4,76	2x4T12	15,00	9.04
	3	0,55	0,08	1,33	0,1064	2,66	2x4T12	15,00	9.04
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	1	0,55	0,08	1,73	0,1384	3,46	2x4T12	15,00	9.04
	2	0,55	0,08	1,57	0,1256	3,14	2x4T12	15,00	9.04
	3	0,55	0,08	0,30	0,024	0,6	2x4T12	15,00	9.04
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	1	0,55	0,08	2,83	0,2264	1,66	2x4T12	15,00	9.04
	2	0,55	0,08	1,33	0,10	2,58	2x4T12	15,00	9.04
	3	0,55	0,08	0,99	0,0792	1,98	2x4T12	15,00	9.04
7 <sup>ème</sup>	1	0,55	0,08	1,25	0,10	2,5	2x4T12	15,00	9.04
	2	0,55	0,08	1,90	0,152	3,8	2x4T12	15,00	9.04
	3	0,55	0,08	1,11	0,088	2,22	2x4T12	15,00	9.04

- Voile V9 : e=15 cm ; L=1,50 m

Tableau 5.48 : Calcul des armatures du voile (V9)

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,5	0,08	4,36	0,34	8,72	2x5T14	10,00	15,40
	2	0,5	0,08	3,53	0,28	7,06	2x5T14	10,00	15,40
	3	0,5	0,08	2,85	0,22	5,7	2x5T14	10,00	15,40
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	1	0,5	0,075	4,45	0,33	8,35	2x5T14	10,00	15,40
	2	0,5	0,075	3,37	0,25	6,31	2x5T12	10,00	11,30
	3	0,5	0,075	3,06	0,22	5,73	2x5T14	10,00	15,40
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	1	0,5	0,075	5,05	0,37	6,46	2x5T12	10,00	11,30
	2	0,5	0,075	2,91	0,21	5,47	2x5T12	10,00	11,30
	3	0,5	0,075	2,09	0,15	3,91	2x5T12	10,00	11,30
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	1	0,5	0,075	3,52	0,26	6,61	2x5T12	10,00	11,30
	2	0,5	0,075	2,53	0,18	4,74	2x5T12	10,00	11,30
	3	0,5	0,075	1,38	0,10	2,58	2x5T12	10,00	11,30
7 <sup>ème</sup>	1	0,5	0,075	4,65	0,34	4,71	2x5T12	10,00	11,30
	2	0,5	0,075	3,23	0,25	6,17	2x5T12	10,00	11,30
	3	0,5	0,075	2,09	0,15	3,91	2x5T12	10,00	11,30

- Voile V10 : e=15cm ; L=1.00m

Tableau 5.49 : Calcul des armatures du voile (V10)

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
	1	0,5	0,08	4,80	0,36	9,00	2x5T14	10,00	15,40

RDC	2	0,5	0,08	4,089	0,33	8,16	2x5T14	10,00	15,40
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	1	0,5	0,08	1,74	0,13	3,48	2x5T14	10,00	15,40
	2	0,5	0,075	2,95	0,22	5,53	2x5T14	10,00	15,40
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	1	0,5	0,075	1,79	0,14	3,58	2x5T12	10,00	11,30
	2	0,5	0,075	2,31	0,18	4,62	2x5T12	10,00	11,30
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	1	0,5	0,075	2,50	0,18	4,68	2x5T12	10,00	11,30
	2	0,5	0,075	2,84	0,23	5,7	2x5T12	10,00	11,30
7 <sup>ème</sup>	1	0,5	0,075	1,49	0,11	2,79	2x5T12	10,00	11,30
	2	0,5	0,075	1,15	0,086	2,15	2x5T12	10,00	11,30

- Voile V11 : e=15cm ; L=1.93m

Tableau 5.50 : Calcul des armatures du voile (V11)

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,64	0,10	5,02	0,502	12,55	2x5T14	15,00	15,40
	2	0,64	0,10	5,15	0,515	12,87	2x5T12	15,00	15,40
	3	0,64	0,10	6,16	0,616	15,4	2x5T14	15,00	15,40
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	4,37	0,437	10,92	2x5T12	15,00	11,30
	2	0,64	0,10	4,99	0,499	12,47	2x5T12	15,00	13,58
	3	0,64	0,10	4,71	0,471	11,17	2x5T12	15,00	11,30
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	4,35	0,435	10,87	2x5T12	15,00	11,30
	2	0,64	0,10	2,27	0,227	5,67	2x4T12	16,00	9,04
	3	0,64	0,10	2,54	0,254	6,35	2x5T12	15,00	11,30
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	2,59	0,259	6,47	2x5T12	15,00	11,30
	2	0,64	0,10	1,48	0,148	3,7	2x4T12	16,00	9,04
	3	0,64	0,10	3,32	0,332	8,3	2x5T12	15,00	11,30
7 <sup>ème</sup> -	1	0,64	0,10	0,90	0,09	2,25	2x5T12	15,00	11,30
	2	0,64	0,10	1,18	0,118	2,95	2x4T12	16,00	9,04

8 <sup>ème</sup>	3	0,64	0,10	4,29	0,429	1,07	2x5T12	15,00	11,30
------------------	---	------	------	------	-------	------	--------	-------	-------

- Voile V12 : e=15 cm ; L=2.00m

Tableau 5.51 : Calcul des armatures du voile (V12)

Hauteur (m)	Maille	L <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>j</sub> (MPa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	A <sub>Vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,66	0,11	10,97	1,09	27,42	2x7T16	10,00	28,14
	2	0,66	0,11	5,38	0,59	14,79	2x5T14	15,00	15,40
	3	0,66	0,11	2,69	0,26	6,72	2x7T16	10,00	28,14
1 <sup>er</sup> -	1	0,66	0,10	7,82	0,782	17,55	2x6T14	10,00	18,48
	2	0,66	0,10	4,14	0,455	11,38	2x5T12	15,00	11,30
2 <sup>ème</sup>	3	0,66	0,10	4,78	0,478	11,95	2x6T14	10,00	11,28
3 <sup>ème</sup> -	1	0,66	0,10	3,50	0,385	9,62	2x5T12	15,00	11,30
	2	0,66	0,10	3,37	0,337	8,42	2x4T12	16,00	9,04
4 <sup>ème</sup>	3	0,66	0,10	1,77	0,177	4,42	2x5T12	15,00	11,30
5 <sup>ème</sup> -	1	0,66	0,10	2,54	0,255	6,37	2x4T12	16,00	9,04
	2	0,66	0,10	1,56	0,156	3,9	2x4T12	16,00	9,04
6 <sup>ème</sup>	3	0,66	0,10	1,47	0,147	3,67	2x4T12	16,00	9,04
7 <sup>ème</sup> -	1	0,66	0,10	0,74	0,074	1,85	2x4T12	16,00	9,04
	2	0,66	0,10	1,14	0,114	2,85	2x4T12	16,00	9,04
8 <sup>ème</sup>	3	0,66	0,10	0,82	0,082	2,05	2x4T12	16,00	9,04

- Voile V13: e=15cm ; L=1.93m

Tableau 5.52 : Calcul des armatures du voile (V13)

Hauteur (m)	Maille	L <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>j</sub> (MPa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	A <sub>Vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,64	0,10	3,93	0,39	9,82	2x5T14	15,00	15,40
	2	0,64	0,10	2,47	0,24	6,17	2x4T14	16,00	12,32

	3	0,64	0,10	3,24	0,32	8,1	2x5T14	15.00	15.40
1 <sup>er</sup>	1	0,64	0,10	2,31	0,23	5,77	2x5T14	15.00	15.40
-	2	0,64	0,10	2,89	0,28	7,22	2x4T14	16.00	12.32
2 <sup>ème</sup>	3	0,64	0,10	4,00	0,4	10	2x5T14	15.00	15.40
3 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	0,86	0,086	2,15	2x4T12	16.00	9.04
-	2	0,64	0,10	1,80	0,18	4,5	2x4T12	16.00	9.04
4 <sup>ème</sup>	3	0,64	0,10	1,61	0,16	4,02	2x4T12	16.00	9.04
5 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	0,55	0,05	1,37	2x4T12	16.00	9.04
-	2	0,64	0,10	0,74	0,074	1,85	2x4T12	16.00	9.04
6 <sup>ème</sup>	3	0,64	0,10	0,58	0,058	1,45	2x4T12	16.00	9.04
7 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	0,29	0,029	0,72	2x4T12	16.00	9.04
-	2	0,64	0,10	0,33	0,033	0,82	2x4T12	16.00	9.04
8 <sup>ème</sup>	3	0,64	0,10	0,53	0,053	1,32	2x4T12	16.00	9.04

- Voile V14: e=15 cm ; L=1.93m

Tableau 5.53 : Calcul des armatures du voile (V14)

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{V\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,64	0,10	4,63	0,463	11,57	2x5T14	15.00	15.40
	2	0,64	0,10	3,14	0,314	7,85	2x5T14	15.00	15.40
	3	0,64	0,10	5,09	0,509	12,72	2x5T14	15.00	15.40
1 <sup>er</sup>	1	0,64	0,10	3,80	0,38	9,5	2x5T14	15.00	15.40
-	2	0,64	0,10	3,26	0,326	8,15	2x5T14	15.00	15.40
2 <sup>ème</sup>	3	0,64	0,10	3,16	0,316	7,9	2x5T14	15.00	15.40
3 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	2,16	0,216	5,4	2x5T12	15.00	11.30
-	2	0,64	0,10	3,22	0,322	8,05	2x5T12	15.00	11.30
4 <sup>ème</sup>	3	0,64	0,10	2,88	0,288	7,2	2x5T12	15.00	11.30
5 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	2,40	0,24	6.00	2x4T12	16.00	9.04

6 <sup>ème</sup>	2	0,64	0,10	1,63	0,163	4,07	2x4T12	16,00	9,04
	3	0,64	0,10	1,31	0,131	3,27	2x4T12	16,00	9,04
7 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	1,71	0,171	4,27	2x4T12	16,00	9,04
8 <sup>ème</sup>	2	0,64	0,10	1,50	0,15	3,75	2x4T12	16,00	9,04
	3	0,64	0,10	1,28	0,128	3,2	2x4T12	16,00	9,04

- Voile V15: e=15 cm ; L=1.93m

Tableau 5.54 : Calcul des armatures du voile (V15)

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,64	0,10	2,81	0,28	7,02	2x7T16	10,00	28,14
	2	0,64	0,10	8,83	0,88	21,07	2x7T14	10,00	21,56
	3	0,64	0,10	10,82	1,08	27,05	2x7T16	10,00	28,14
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	6,64	0,66	16,6	2x6T16	11,00	24,12
	2	0,64	0,10	8,06	0,80	20,15	2x7T14	10,00	21,56
	3	0,64	0,10	9,74	0,97	24,05	2x6T16	11,00	24,12
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	6,89	0,68	17,22	2x6T14	10,00	18,48
	2	0,64	0,10	4,74	0,47	11,85	2x6T12	10,00	13,58
	3	0,64	0,10	5,85	0,58	14,62	2x6T14	10,00	18,48
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	3,71	0,37	9,27	2x5T12	15,00	11,30
	2	0,64	0,10	4,45	0,44	11,12	2x5T12	15,00	11,30
	3	0,64	0,10	2,44	0,24	6,1	2x5T12	15,00	11,30
7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	1	0,64	0,10	2,96	0,296	7,4	2x4T12	15,00	9,04
	2	0,64	0,10	1,648	0,164	4,12	2x3T12	15,00	6,78
	3	0,64	0,10	2,52	0,252	6,32	2x4T12	15,00	9,04

- Voile V16: e=15 cm ; L=3,00m

Tableau 5.56 : Calcul des armatures du voile (V16)

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	1,00	0,16	4,07	0,65	16,28	2x6T14	16,00	18,48
	2	1,00	0,16	3,31	0,52	13,24	2x6T12	16,00	13,58
	3	1,00	0,16	3,22	0,51	12,88	2x6T14	16,00	18,48
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	1	1,00	0,15	3,47	0,52	13,01	2x6T14	16,00	18,48
	2	1,00	0,15	2,64	0,39	9,9	2x5T12	20,00	11,30
	3	1,00	0,15	4,46	0,66	16,72	2x6T14	16,00	18,48
3 <sup>ème</sup> -	1	1,00	0,15	4,23	0,63	15,86	2x6T14	16,00	18,48
	2	1,00	0,15	2,08	0,31	7,8	2x5T12	20,00	11,30
4 <sup>ème</sup>	3	1,00	0,15	2,83	0,42	10,61	2x6T14	16,00	18,48
	1	1,00	0,15	4,51	0,67	16,91	2x6T14	16,00	18,48
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	2	1,00	0,15	1,67	0,250	6,262	2x5T12	20,00	11,30
	3	1,00	0,15	1,83	0,27	6,86	2x6T14	16,00	18,48
	1	1,00	0,15	2,43	0,36	9,018	2x5T12	20,00	11,30
7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	2	1,00	0,15	2,061	0,30	7,72	2x5T12	20,00	11,30
	3	1,00	0,15	0,89	0,13	3,33	2x5T12	20,00	11,30

- Voile V17: e=15 cm ; L=2.50m

Tableau 5.57 : Calcul des armatures du voile (V17)

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	St	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,83	0,13	7,68	0,92	27,33	2x7T16	12,00	28,14
	2	0,83	0,13	9,11	1,09	23,04	2x6T16	15,00	24,12
	3	0,83	0,13	8,03	0,96	24,09	2x7T16	12,00	28,14
1 <sup>er</sup>	1	0,83	0,12	7,73	0,92	23,19	2x6T16	15,00	24,12

2 <sup>ème</sup>	-	2	0,83	0,12	8,07	0,96	24,21	2x6T16	15,00	24,12
		3	0,83	0,12	6,35	0,76	19,05	2x6T16	15,00	24,12
3 <sup>ème</sup>	-	1	0,83	0,12	7,73	0,92	23,19	2x6T16	15,00	24,12
		2	0,83	0,12	8,07	0,96	24,1	2x6T16	15,00	24,12
4 <sup>ème</sup>	-	3	0,83	0,12	6,35	0,76	19,05	2x6T16	15,00	24,12
5 <sup>ème</sup>	-	1	0,83	0,12	4,74	0,56	14,22	2x6T14	15,00	18,48
		2	0,83	0,12	5,01	0,60	15,03	2x6T14	15,00	18,48
6 <sup>ème</sup>	-	3	0,83	0,12	4,03	0,48	12,09	2x6T14	15,00	18,48
7 <sup>ème</sup>	-	1	0,83	0,12	2,20	0,26	6,6	2x4T12	20,0	9,04
		2	0,83	0,12	2,22	0,26	6,66	2x4T12	20,0	9,04
8 <sup>ème</sup>	-	3	0,83	0,12	1,83	0,21	5,49	2x4T12	20,0	9,04

**Armature de joint de bétonnage (acier de couture)**

$S_{12} = \tau_u$  désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maille)

**Tableau 5.58** : Calcul des aciers de couture des voiles.

Voile	étages	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{vj}^{cal}(cm^2)$	Le choix	$S_T$	$A_{dopte}(cm^2)$
V1 $L_i=0.66$	RDC	4,59	13,32	2x6T12	15,00	13,58
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,09	11,87	2x5T12	15,00	11,30
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	3,13	9,00	2x4T12	16,00	9,04
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,16	6,27	2x4T12	16,00	9,04
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1,18	3,42	2x4T12	16,00	9,04
V2 $L_i=0.67$	RDC	6,85	16,155	2x6T14	15,00	18,48
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	7,90	14,55	2x6T14	15,00	18,48
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	7,20	16,10	2x6T14	15,00	18,48
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	5,48	15,55	2x6T14	15,00	18,48

	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	3,68	10,84	2x6T12	15,00	13,58
V3 L <sub>i</sub> =0.67	RDC	7,81	22,23	2x6T16	11,00	24,12
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	7,38	23,45	2x6T16	11,00	24,12
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	6,50	16,82	2x6T14	11,00	18,48
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	4,47	18,44	2x6T14	11,00	18,48
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1,92	7,924	2x5T10	15,00	7.86
V4 L <sub>i</sub> =0.66	RDC	6,88	20,97	2x7T14	10,00	21,56
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	6,17	20,08	2x7T14	10,00	21.56
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	6,50	19,42	2x6T14	10,00	18.48
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	5,70	20,17	2x6T14	10,00	18.48
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	3,78	15,36	2x6T14	15,00	18,48
V5 L <sub>i</sub> =0.66	RDC	4,41	17,99	2x6T14	11,00	18.48
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	3,86	15,69	2x6T14	11,00	18,48
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	4,32	17,56	2x6T14	11,00	18,48
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,64	10,73	2x5T12	15.00	11,30
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	2,31	9,39	2x5T12	15.00	11,30
V6 L <sub>i</sub> =0.50	RDC	6,85	16,155	2x6T14	15,00	18,48
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	7,90	14,55	2x6T14	15,00	18,48
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	4,56	18,53	2x6T14	10,00	18,48
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	4,76	17,35	2x6T14	10,00	18,48
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	3,48	14,14	2x5T14	10,00	15,40
V7	RDC	5,51	20,03	2x7T14	10,00	21,56

L <sub>i</sub> =0.83	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	6,19	20,77	2x7T14	10,00	21.56
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	6,86	23,11	2x6T14	10,00	18.48
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	4,34	20,17	2x6T14	10,00	18.48
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	2,77	12,87	2x6T12	10,00	13,58
V8 L <sub>i</sub> =0.55	RDC	2,90	13,47	2x6T12	10,00	13,58
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	2,83	13,15	2x6T12	10,00	13,58
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	2,38	11,06	2x5T12	11.0	11,30
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	1,57	7,29	2x4T12	15,00	9.04
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1,90	8,83	2x4T12	15,00	9.04
V9 L <sub>i</sub> =0.50	RDC	5,05	15,55	2x6T14	10,00	18,48
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,65	14,32	2x6T14	10,00	18,48
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	4,36	13,42	2x6T12	10,00	13,58
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	4,45	13,27	2x6T12	10,00	13,58
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	3,52	10,84	2x5T12	15.00	11,30
V10 L <sub>i</sub> =0.50	RDC	4,80	13,44	2x6T12	10,00	13,58
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	2,95	8,26	2x5T12	15,00	11.30
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	2,31	6,46	2x4T12	15,00	9,04
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,84	7,25	2x4T12	15,00	9,04
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1,94	5,43	2x4T12	15,00	9,04
V11 L <sub>i</sub> =0.64	RDC	5,02	14,22	2x6T14	10,00	18,48
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,37	12,38	2x6T12	10,00	13,58
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	4,35	12,32	2x6T12	10,00	13,58

	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,59	7,33	2x4T12	15,00	9,04
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1,18	3,34	2x4T12	15,00	9,04
V12 L <sub>i</sub> =0.66	RDC	3,97	14,59	2x6T14	11,00	24,12
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,87	15,99	2x6T14	11,00	24,12
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	3,50	14,22	2x6T14	11,00	18,48
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,54	10,32	2x5T12	15,00	11,30
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1,14	4,63	2x5T12	16,00	11,30
V13 L <sub>i</sub> =0.64	RDC	3,93	15,49	2x6T14	10,00	18,48
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,00	15,76	2x6T14	10,00	18,48
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	1,88	7,41	2x4T12	15,00	9,04
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	0,74	2,91	2x4T12	15,00	9,04
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	0,53	2,08	2x4T12	15,00	9,04
V14 L <sub>i</sub> =0.64	RDC	4,09	15,06	2x5T14	15,00	15,40
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	3,80	14,98	2x5T14	15,00	15,40
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	3,22	10,69	2x5T12	15,00	11,30
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,40	9,46	2x5T12	15,00	11,30
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1,71	6,74	2x5T12	15,00	11,30
V15 L <sub>i</sub> =0.64	RDC	3,93	15,49	2x6T14	10,00	18,48
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,00	15,76	2x6T14	10,00	18,48
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	1,88	7,41	2x4T12	15,00	9,04
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	4,45	17,54	2x6T14	10,00	18,48
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	2,96	11,66	2x6T12	16,00	13,58

V16 $L_i=1.00$	RDC	4,07	2,50	2x3T12	20,00	6,78
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,46	2,74	2x3T12	20,00	6,78
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	4,23	2,60	2x3T12	20,00	6,78
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	4,51	2,77	2x3T12	20,00	6,78
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	2,43	1,49	2x3T12	20,00	6,78
V17 $L_i=0.83$	RDC	5,23	14,22	2x6T14	10,00	18,48
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,31	12,38	2x6T12	10,00	13,58
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	4,03	12,32	2x6T12	10,00	13,58
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	5,01	23,61	2x6T16	15,00	24,12
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	2,22	11,35	2x6T12	15,00	13,58

• Aciers horizontaux

Tableau 5.59 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	étages	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_h$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
V1 $L_i=0.66$	RDC	4,59	8,03	3,06	1,58	8,03	2x4T12	15	9,04
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,09	7,15	2,72	1,48	7,15	2x4T12	15	9,04
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	3,13	5,47	2,08	1,48	5,47	2x4T12	15	9,04
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,16	3,78	1,44	1,48	3,78	2x4T12	15	9,04
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1,18	2,06	0,78	1,48	2,06	2x4T12	15	9,04
V2 $L_i=0.67$	RDC	6,85	13,82	5,26	1,50	13,82	2x6T12	12	13,58
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	7,90	12,6	4,8	1,50	12,6	2x6T12	12	13,58

	3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	7,20	11,28	4,56	1,60	11,28	2x5T12	15	11.30
	5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	5,48	9,59	3,65	1,50	9,59	2x4T12	12	11,04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	3,68	6,44	2,45	1,50	6,44	2x3T12	20	6.78
V3 L <sub>i</sub> =0.67	RDC	7,81	13,06	5,20	1,60	13,06	2x6T12	12	13,58
	1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	7,38	12,91	4,92	1,50	12,91	2x6T12	12	13,58
	3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	6,50	11,37	4,33	1,50	11,37	2x6T12	12	13,58
	5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	4,47	7,82	2,98	1,50	7,82	2x4T12	15	9,04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	1,92	3,36	1,28	1,50	3,36	2x4T12	15.	9,04
V4 L <sub>i</sub> =0.66	RDC	6,88	12,04	4,58	1,58	12,04	2x6T12	12,00	13,58
	1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	6,17	10,79	4,11	1,48	10,79	2x5T12	15.00	11,30
	3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	6,50	11,17	4,33	1,48	11,17	2x5T12	15	11,30
	5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	5,70	9,97	3,8	1,48	9,97	2x5T12	15	11,30
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	3,78	6,61	2,52	1,48	6,61	2x3T12	20	6.78
V5 L <sub>i</sub> =0.66	RDC	5,41	9,46	3,60	1,58	9,46	2x5T12	15	11,30
	1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	3,86	6,75	2,57	1,48	6,75	2x4T12	17	9.04
	3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	2,64	4,62	1,76	1,48	4,62	2x4T12	17	9.04
	5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	4,32	7,56	2,88	1,48	4,56	2x4T12	17	9.04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	2,31	4,04	1,54	1,48	4,04	2x4T12	17	9.04
V6 L <sub>i</sub> =0.50	RDC	5,62	9,03	3,74	1,20	9,00	2x4T12	15	9.04
	1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	4,56	7,98	3,04	1,12	7,98	2x4T12	15	9.04
	3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	4,76	8,33	3,17	1,12	8,33	2x4T12	15	9.04

	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	5,20	9,1	3,46	1,12	9,1	2x4T12	15	9.04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	3,48	6,09	2,32	1,12	6,09	2x4T12	15	9.04
V7 L <sub>i</sub> =0.83	RDC	6,19	10,83	4,12	1,86	10,83	2x5T12	15	11,30
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	5,51	9,64	3,67	1,99	9,64	2x5T12	15	11,30
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	6,86	12,0	4,57	1,86	9,0	2x4T12	20	9.04
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	4,34	7,59	2,89	1,86	7,59	2x4T12	20	9.04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	2,77	4,84	1,84	1,86	4,84	2x4T12	20	9.04
V8 L <sub>i</sub> =0.55	RDC	2,90	5,07	1,93	1,32	5,07	2x3T12	18	6.78
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	2,38	4,165	1,58	1,32	4,165	2x3T12	18	6.78
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	1,57	4,25	1,04	1,32	4,25	2x3T12	18	6.78
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,83	2,74	1,88	1,32	2,74	2x3T12	18	6.78
	7 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1,90	3,32	1,26	1,32	3,32	2x3T12	18	6.78
V9 L <sub>i</sub> =0.50	RDC	4,36	7,63	2,90	1,20	7,63	2x4T12	15	9.04
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,45	7,78	2,96	1,12	7,78	2x4T12	15	9.04
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	5,05	8,83	3,36	1,12	8,83	2x4T12	15	9.04
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	3,52	6,16	2,34	1,12	6,16	2x4T12	15	9.04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	4,65	8,13	3,1	1,12	8,13	2x4T12	15	9.04
V10 L <sub>i</sub> =0.50	RDC	4,80	8,4	3,2	1,20	8,4	2x4T12	15	9.04
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	2,95	5,16	1,96	1,12	5,16	2x4T12	15	9.04
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	2,31	4,04	1,54	1,12	4,04	2x3T12	16	6.78
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,84	4,97	1,89	1,12	4,97	2x3T12	16	6.78

	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	1,94	3,395	1,29	1,12	3,395	2x3T12	16	6.78
V11 L <sub>i</sub> =0.64	RDC	5,02	8,78	3,34	1,53	8,78	2x4T12	16	9.04
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,37	7,64	2,91	1,44	7,64	2x4T12	16	9.04
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	4,35	7,61	2,9	1,44	7,61	2x4T12	16	9.04
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,59	4,53	1,72	1,44	4,53	2x4T12	16	9.04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	1,18	2,06	0,78	10,44	2,06	2x4T12	16	9.04
V12 L <sub>i</sub> =0.66	RDC	10,97	18,19	7,31	1,58	18,19	2x6T14	11,00	18,48
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	7,87	13,77	5,24	1,48	13,77	2x6T12	11,00	13,58
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	3,50	6,12	2,33	1,48	6,12	2x4T12	16	9.04
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,54	4,44	1,69	1,48	4,44	2x4T12	16	9.04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	1,14	1,99	0,76	1,48	1,99	2x4T12	16	9.04
V13 L <sub>i</sub> =0.64	RDC	3,93	6,87	2,62	1,53	6,87	2x4T12	15	9.04
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,00	5	2,66	1,44	5	2x4T12	15	9.04
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	1,88	3,29	1,25	1,44	3,29	2x4T12	15	9.04
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	0,74	1,29	0,49	1,44	1,29	2x4T12	15	9.04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	0,53	0,92	0,35	10,44	0,92	2x3T12	15	2,02
V14 L <sub>i</sub> =0.64	RDC	5,09	8,90	3,39	1,53	8,90	2x4T12	15	9.04
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	3,80	6,25	2,53	1,44	6,25	2x4T12	15	9.04
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	3,22	5,63	2,14	1,44	5,63	2x4T12	15	9.04
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,40	4,2	1,6	1,44	4,2	2x4T12	15	9.04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	1,71	2,99	1,14	10,44	2,99	2x4T12	15	9.04
	RDC	10,82	18,93	7,21	1,53	18,93	2x6T14	16	18,48

V15 L <sub>i</sub> =0.64	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	8,06	14,10	5,37	1,44	14,10	2x5T14	15	15,4
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	5,85	10,23	3,9	1,44	10,23	2x5T12	15	11,30
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	4,45	7,78	2,96	1,44	7,78	2x4T12	16	9.04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	2,96	5,18	1,97	10,44	5,18	2x4T12	16	9.04
V16 L <sub>i</sub> =1.00	RDC	4,07	7,12	2,71	2,40	7,12	2x4T12	20	9.04
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	4,46	7,80	2,97	2,25	7,80	2x4T12	20	9.04
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	4,23	7,40	2,82	2,25	7,40	2x4T12	20	9.04
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	4,51	7,89	3,00	2,25	7,89	2x4T12	20	9.04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	2,43	4,25	1,62	2,25	4,25	2x4T12	20	9.04
V17 L <sub>i</sub> =0.83	RDC	7,68	13,44	5,12	1,99	13,44	2x6T12	15	13,58
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	7,73	13,52	5,15	1,86	13,52	2x6T12	15	13,58
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	7,73	13,52	5,15	1,86	13,52	2x6T12	15	13,58
	5 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	5,01	8,76	3,34	1,86	8,76	2x4T12	20	9.04
	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	2,22	3,88	1,48	1,86	3,88	2x4T12	20	9.04

5.5. Schémas de ferrailages des voiles

- Voile V1 (RDC)

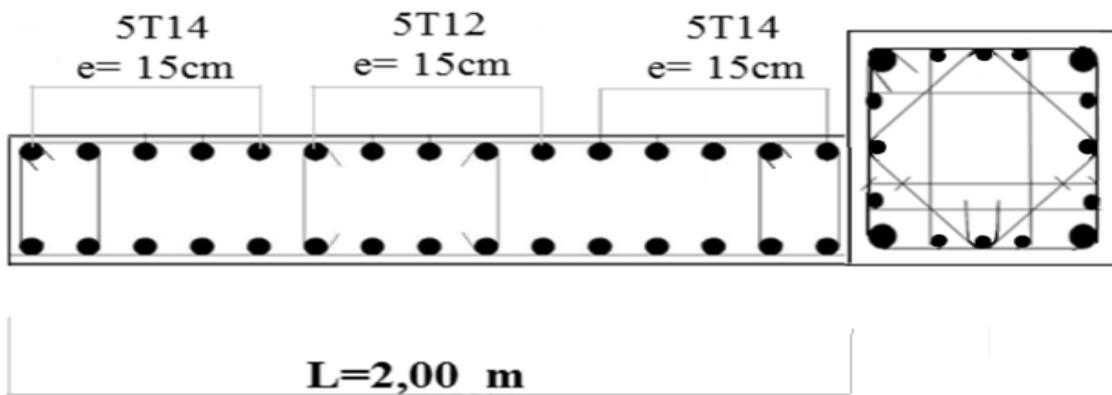


Figure 5.12 : Ferraillage Voile V1 (RDC)

- Voile V1 (1<sup>ème</sup> - 2<sup>ème</sup>)

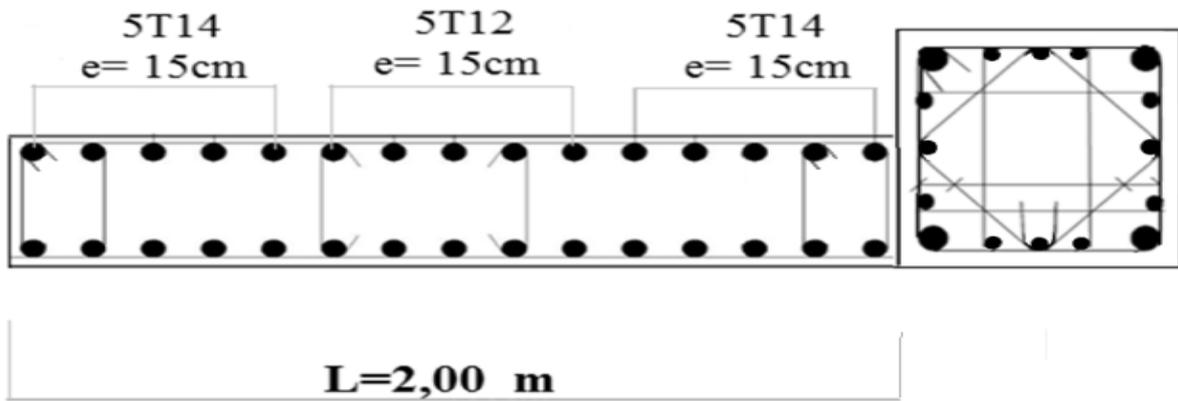


Figure 5.13 : Ferraillage Voile V1 (1<sup>ème</sup> - 2<sup>ème</sup>)

- Voile V1 (3<sup>ème</sup> - 4<sup>ème</sup>)

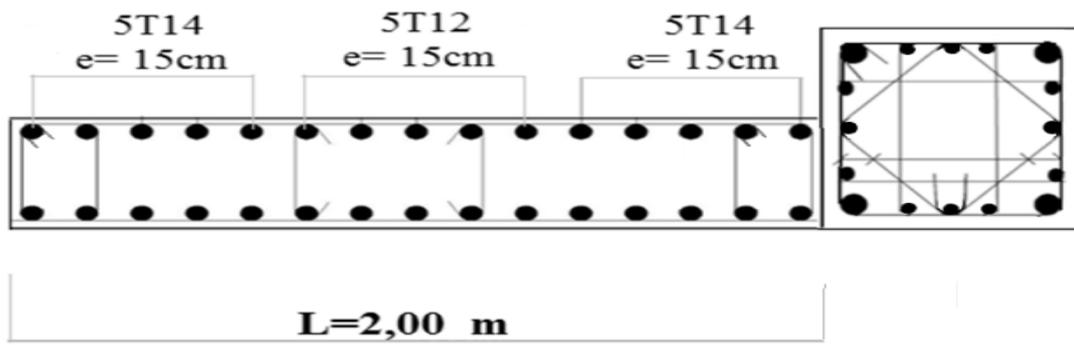


Figure 5.14 : Ferrailage Voile V1 (3<sup>ème</sup> -4<sup>ème</sup>)

- Voile V1 (5<sup>ème</sup> - 6<sup>ème</sup>)

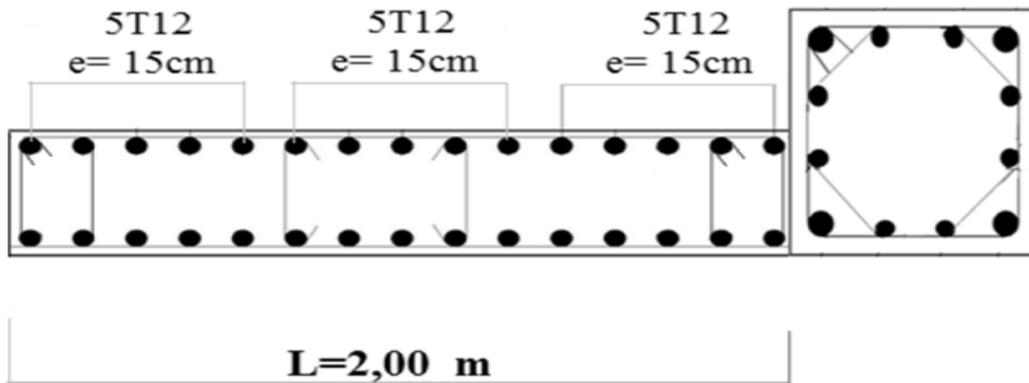


Figure 5.15 : Ferrailage Voile V1 (5<sup>ème</sup> -6<sup>ème</sup>)

- Voile V1 (7<sup>ème</sup> - 8<sup>ème</sup>)

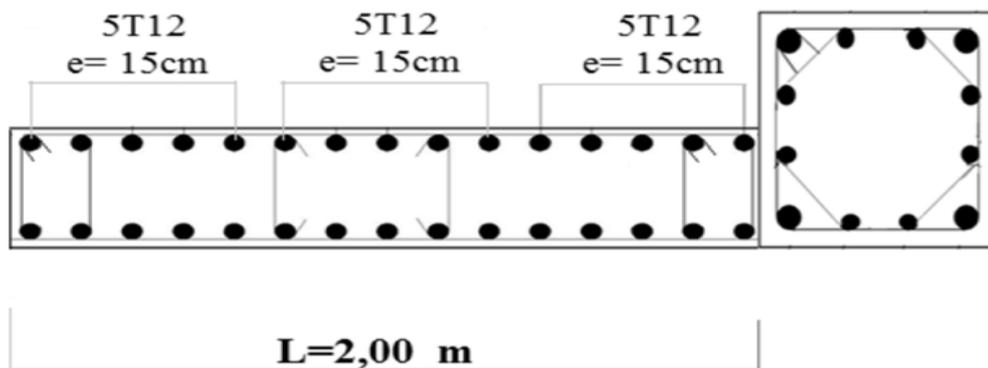


Figure 5.16 : Ferrailage Voile V1 (7<sup>ème</sup> -8<sup>ème</sup>)

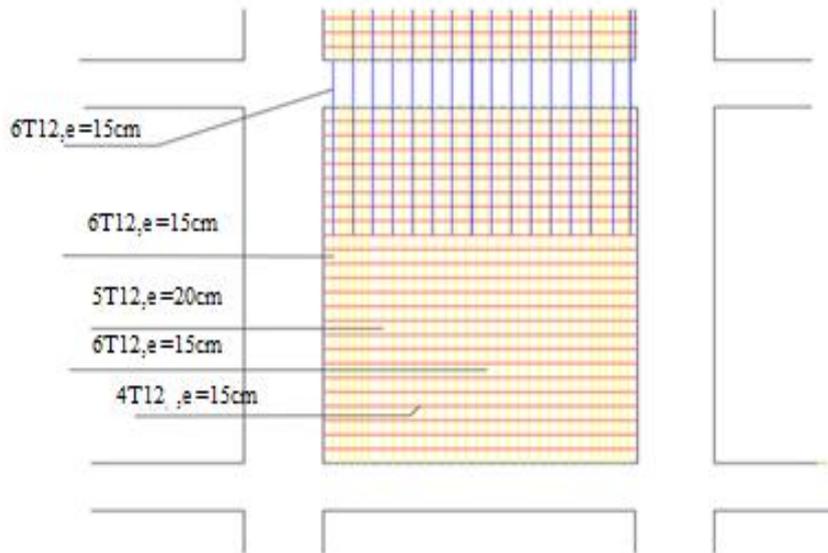


Figure 5.17 : Détail De Ferrailage Voile V1 (RDC) en élévation.

## 5.6. Conclusion

Les calculs de ferrailage des éléments résistants de la structure a été fait sur la base des résultats obtenus par l'analyse dynamique.

Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes.

### **6.1. Introduction**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations.
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

### **6.2. Fonctions assurées par les fondations**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

### **6.3. Choix du type de fondation**

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous avons conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

## 6.4. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

## 6.5. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

$N=N_1$  (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

### 6.5.1. Semelle isolée

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 1764.68 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{1764.68}{200} \Rightarrow S = 8.82 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{8.82} = 2.97 \text{ m} \Rightarrow B = 2.97 \text{ m}$$

- Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$\text{Il faut vérifier que : } L_{\min} \geq 1,5xB$$

Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

$$\text{On a : } L_{\min} = 2.53 \text{ m} < 1,5xB = 4.45 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifié}$$

### Conclusion

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

#### 6.5.2. Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

On peut dire que la semelle continue sous poteaux travail sous des contraintes linéaires réparties. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

$$\text{On doit vérifier que: } \sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Avec :

$$N = \sum N_i \text{ de chaque fil de poteaux.}$$

$$S = B \times L$$

B: Largeur de la semelle.

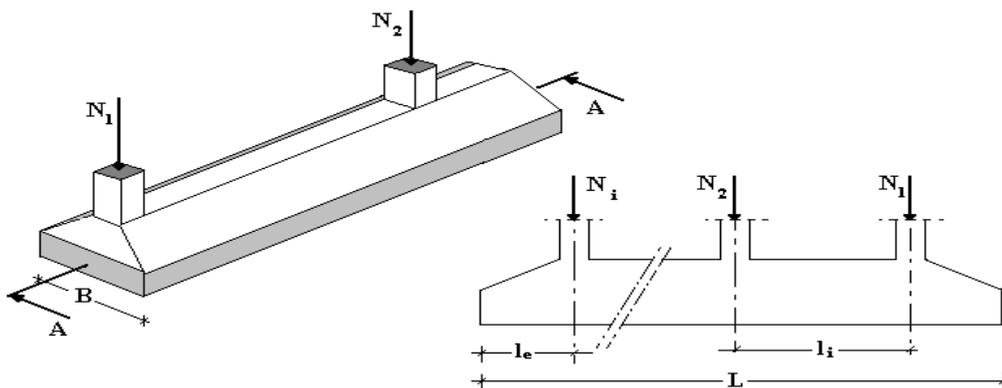
L: Longueur du fil considéré.

$$\text{Alors : } B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6.1 : Sections des semelles filantes**

Files	N(KN)	L(m)	B(m)	$B^{choisie}(m)$
1	4185,2	17,9	1,17	1,2
2	5311,0	17,9	1,48	1,5
3	6508,0	19,55	1,66	1,7
4	5774,7	23,3	1,24	1,25
5	5462,7	24,95	1,09	1,1



**Coupe A-A**

**Figure 6.1 : La forme de la semelle filante**

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 2 \times B$

Tel que  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a  $L_{min} = 2,53 \text{ m} < 2 \times B = 3,4 \text{ m}$  .....non vérifié

**Conclusion**

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier général

### 6.5.3. Radier général

#### 6.5.3.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier général et l'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

#### 6.5.3.2. Surface nécessaire

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol.

$$N = 45640,39 \text{ kN}$$

$$S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{45640,31}{200} = 228,2 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 403,35 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage  $=403.35m^2 > S_{nec}$  .
- Donc en opte pour un radier avec un débord de 0.5 m coté droite.
- La section totale du radier est de  $S_{rad}=411.73m^2$

### 6.5.3.3. Pré dimensionnement de radier nervuré

#### 1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

##### 1.1. Condition forfaitaire:[7]

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

$L_{max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 7.1m \Rightarrow h_1 \geq 35.5cm$$

$$\Rightarrow h_1 = 35.5cm$$

##### 1.2. Condition de cisaillement [1]

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 57393.67KN$$

$$L = 7.1m ; b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 21.84cm$$

$$\Rightarrow h_2 \Rightarrow 21.84cm$$

##### 1.3. Conclusion

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2;)$$

on prend :  $h = 40cm$

## 2. Dimensionnement des nervures

### 2.1. Condition de coffrage (largeur de la nervure) [7]

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{710}{10} = 71 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } b = 75 \text{ cm}$$

### 2.2. Hauteur des nervures

- **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

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

On a :  $L_{\max} = 7.1 \text{ m}$

$$\Rightarrow 47.33 \text{ cm} \leq h_N \leq 71 \Rightarrow \text{Soit } h = 70 \text{ cm}$$

- **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E = 20000 \text{ MPa}$ ).

b : Largeur de radier ( $b = 75 \text{ cm}$ ).

K : Coefficient de raideur du sol ( $0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.
- $L_{\max} = 7.10 \text{ m}$

- On aura :  $h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left( \frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_1 \geq 135.89 \text{ cm}$

Pour notre cas on prend  $K = 4 \text{ [kg/cm}^3]$

$$\text{On a : } h_1 \geq 135.89 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = 140 \text{ cm}$$

• **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots [4]$$

On a :  $L_{\max} = 7.10 \text{ m}$

$$\Rightarrow 47.33\text{cm} < h_2 < 71\text{cm}$$

On prend :  $h_2 = 70\text{cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \dots\dots\dots [4]$$

On prend :  $b = 40 \text{ cm}$

**Conclusion**

$$h_N \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 140\text{cm}$$

On prend :  $h_N = 140\text{cm}$ .

**Résumé**

- Epaisseur de la dalle du radier :  $h = 40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure :  $\begin{cases} h_N = 140\text{cm} \\ b = 75\text{cm} \end{cases}$

**6.5.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier**

**Tableau 6.2:** caractéristiques géométriques

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(\text{m})$	$y_G(\text{m})$	$I_{xx}(\text{m}^4)$	$I_{yy}(\text{m}^4)$
16.89	7.04	6988.3	29304.1

**6.5.3.6. Vérifications Nécessaires**

**6.5.3.6.1. Vérification de la Stabilité du Radier**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

$e_0$  : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

$M_r$  : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$N$  : effort normal de la structure

$B$  : la largeur du radier.

$$Mr = M_0 + V_0 . h$$

$M_0$  : moment à la base de la structure

$V_0$  : effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'ancrage de la structure

$M_0, V_0$  sont tirés à partir du fichier

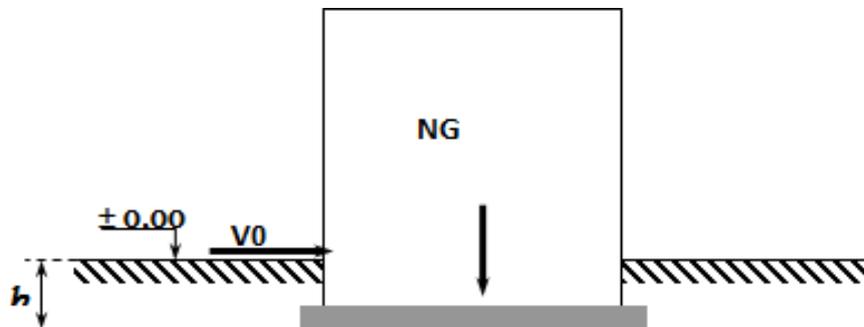


Figure 6.2 : Schéma statique du bâtiment.

**Suivant le sens xx**

$$B_x = 24,95 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_x}{4} = 6,23 \text{ m}$$

**Suivant le sens yy**

$$B_y = 13,36 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_y}{4} = 3,34 \text{ m}$$

**Sens x-x**

$$M_0 = 81261,7 \text{ KNm} ; V_0 = 3237,09 \text{ KN} ; h = 5,14 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_r = 101393,73 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré}$$

$$N_{ser} = 47503,625 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{101393,73}{47503,625} = 2,13 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 6,23 \text{ m} \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Sens y-y**

$$M_0 = 83040,8 \text{KN} \quad V_0 = 3470,68 \text{KN} \quad h = 5,14 \text{ m}$$

$$M_r = 100880,09 \text{ kN.m}$$

$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré}$

$$N_{ser} = 47503,625 \text{KN}$$

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{100880,09}{47503,625} = 2,12 \leq \frac{B}{4} = 3,34 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### Conclusion

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable

### 6.5.3.6. Vérification des contraintes sous le radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais in-situ et au laboratoire :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

#### a. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{47503,625}{411,6} = 115,41 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 115,41 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### b. Sollicitation du second genre

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{\max}}{I}$$

Avec :  $\sigma_1$  : Contrainte maximale du sol.

$\sigma_2$  : Contrainte minimale du sol.

- Si  $\sigma_2 > 0$ : la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible  $\sigma_{sol}$  ( $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ ).
- Si  $\sigma_2 = 0$ : la Répartition est triangulaire; La contrainte  $\sigma_1$  ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

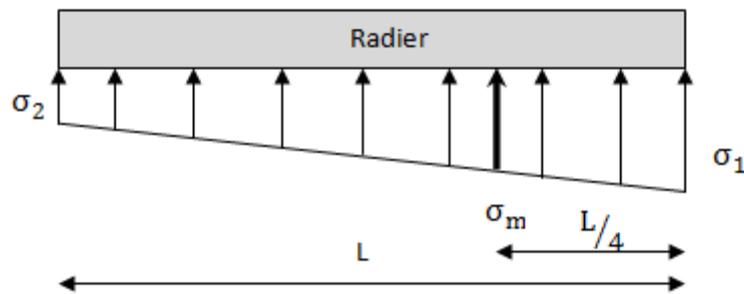


Figure 6.3 : Contraintes sous le radier

Avec :

$$I_{xx} = 6988.3 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 29304.1 \text{ m}^4$$

- **ELU**

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 59655,07 \text{ KN}$$

M : le moment de renversement.

- ◆  $M_x = 134275 \text{ kN.m}$

- ◆  $M_y = 137070,5 \text{ kN.m}$

$$I_{xx} = 6988,3 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 29304,1 \text{ m}^4$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 6.3: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
<b>Sens x-x</b>	157.44	130.6	150.73
<b>Sens y-y</b>	147.27	140.72	145.63
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

- **Conclusion**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS**

$$N_{ser} = 47503,625 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

**Tableau 6.4:** Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	128.84	102	122.13
<b>Sens y-y</b>	118.67	112.12	117.03
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

- **Conclusion**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

**c. Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

- **ELU :**  $\sigma_u = 150,73 \text{ kN} / \text{m}^2$
- **ELS :**  $\sigma_{ser} = 122,13 \text{ kN} / \text{m}^2$

### 6.5.3.7. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 40cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 140 cm de hauteur et de 75 cm de largeur. Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

## 1. Ferrailage De La Table Du Radier

### 1.1. Détermination des efforts

Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive**

- Moment en travée: 
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$
- Moment sur appuis: 
$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x & (\text{appui de rive}) \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x & (\text{autre appuis}) \end{cases}$$

- **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée: 
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$$
- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée:  $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5M_0$       Avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

### 1.2. Valeur de la pression sous radier

- **ELU** :  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 150,73kN / m$
- **ELS** :  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 122,13kN / m$

**1.3.Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0)**

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec :  $L_x = 4,2m ; L_y = 7,1m$

Alors :  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,2}{7,1} = 0,59 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau 6.5 : Calcul des moments à l'ELU**

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)
4.2	7.1	0,59	0,0884	0,4565	150.73	234.24	199.10	106.93	90.89	117.12

**1.4.Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.6 : Calcul des moments à l'ELS.**

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$ (kN/m)	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)
4.2	7.1	0,59	0,0884	0,4565	122,13	190.44	161.87	86.93	73.89	95.22

**1.5.Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$b = 100cm ; h = 40cm ; d = 36cm ; f_c = 400MPa ; f_{c28} = 25MPa ; f_{t28} = 2,1MPa ; \sigma_s = 348MPa$

, fissuration préjudiciable.

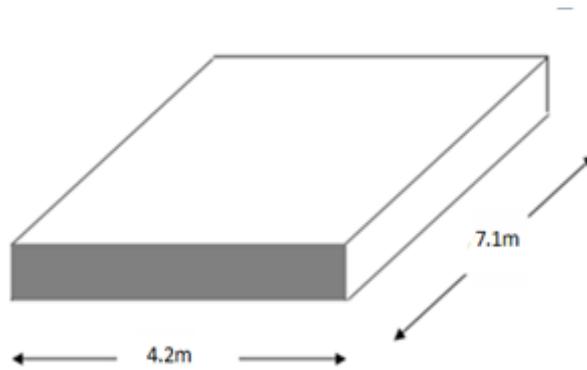


Figure 6.4 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

**1.6. Section minimale**

Sens y-y :  $0,08 \% b.h = 3.2 \text{ cm}^2$

Sens x-x :  $A_{s \text{ min}} = 1,2.(A_{\text{min}} \text{ suivant y-y}) = 3.84 \text{ cm}^2$

Tableau 6.7 : Ferrailage des Panneaux du Radier

	Sens	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{ad}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	x-x	161,87	0,088	0,115	34,33	13,54	3,84	7T16	14,07
	y-y	90,89	0,114	0,151	23,49	7,45	3,2	5T16	10,05
<b>Appui</b>	x-x	117,12	0,090	0,118	23,81	9,68	3,84	5T16	10,05
	y-y								

**1. Espacement**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

❖ **En travée**

• **Sens x-x**

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte  $S_t = 14 \text{ cm}$ .

- Sens y-y

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 40\text{cm} \implies \text{On prend } S_t = 20\text{ cm}$$

❖ Aux Appuis

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm} \implies \text{On prend } S_t = 20\text{ cm}$$

1.7. Vérifications nécessaires

- Condition de non fragilité

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35\text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier}$$

Tableau 6.8 : Vérification de condition de non fragilité

	Sens	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Vérifications
<b>Travée</b>	x-x	14.07	4.35	oui
	y-y	10.05	4.35	oui
<b>Appui</b>	x-x	10,05	4.35	oui
	y-y			

- Vérification des contraintes à l'ELS

**Béton :**  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{ MPa}$

**Acier:**  $\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{ MPa} \dots\dots(\text{F.P})$

Tableau 6.9 : Vérification des contraintes

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
<b>Travée</b>	x-x	161.87	14.07	9.54	15	490	201.63	NON
	y-y	73.89	10.05	4.51	15	223.8	201.63	NON
<b>Appui</b>	x-x	95.22	10,05	5.86	15	290.7	201.63	NON
	y-y							

**Remarque**

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

**1.8. Redimensionnement des armatures à l'ELS**

**Tableau 6.10 :** Vérification des contraintes après redimensionnement à l'ELS

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	Choix	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérif
Travée	x-x	161.87	8T20	25.13	6.19	15	200.4	201.63	Oui
	y-y	73.89	7T20	21.99	3.03	15	104.2	201.63	Oui
Appui	x-x	95.22	8T16	16.08	4.95	15	181.9	201.63	Oui
	y-y								

**1.9. Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{184.1 \times 7.1}{2} = 653,55kN$$

$$\tau_u = \frac{653.55 \cdot 10^3}{1000 \times 360} = 1.81MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**2. Ferrailage Des Nervures**

**2.1. Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

On a :  $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

**En travée :**  $M_t = 0,85M_0$

**Sur appuis :**  $M_a = 0,5M_0$

## 2.2. Calcul des armatures longitudinales

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 75\text{cm} \\ h = 140\text{cm} \\ d = 126\text{cm} \end{array} \right.$$

- Sens (x-x)

$$L = 7,1\text{m} ; q_u = 150.73\text{kN/ml}$$

Tableau 6.11 : Ferrailage des nervures sens (X-X)

	$M_u(\text{KNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	807.31	18.9	5T20+2T16	19.73
<b>Appuis</b>	474.87	11	7T16	14.07

- Sens (y - y)

$$L = 4,2\text{m}; q_u = 150.73\text{kN/ml}$$

Tableau 6.12 : Ferrailage des nervures sens (Y-Y)

	$M_u(\text{KNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	282.5	6.5	5T16	10.05
<b>Appuis</b>	161.17	3.7	5T16	10.05

## 2.3. Vérifications nécessaires

- Condition de non fragilité

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 11.41\text{cm}^2$$

Tableau 6.13 : Vérification de la condition de non fragilité

		$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}$	Vérification
<b>Sens x-x</b>	<b>Travée</b>	19.73	11.41	Oui
	<b>Appuis</b>	14.07	11.41	Oui
<b>Sens y-y</b>	<b>Travée</b>	10.05	11.41	Non
	<b>Appuis</b>	10.05	11.41	Non

**Remarque**

La Condition de non fragilité n'est pas vérifiée en Appuis dans le sens **Y** donc on augmente la section de l'acier

**Tableau 6.14 :** Vérification de la condition de non fragilité (correction)

		Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$A_s^{min}$	Vérification
Sens y-y	Travée	7T16	14.07	11.41	Oui
	Appuis	7T16	14.07	11.41	Oui

**Vérification des contraintes à l'ELS**

Nous avons :  $q_{ser}=122.13KN/ml$

**Tableau 6.15 :** Vérification des contraintes

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	choix	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Appuis	x - x	384.78	7T16	14.07	3.3	15	208.6	201.63	Non
	y - y	134.64	7T16	14.07	1.15	15	73	201.63	Oui
Travée	x - x	654.13	5T20+2T16	19.73	5.5	15	354.8	201.63	Non
	y - y	228.89	7T16	14.07	1.96	15	124.1	201.63	Oui

**Remarque**

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée dans le sens **x-x** donc on augmente la section de l'acier

**Tableau 6.16:** Vérification des contraintes

	Sens	$M_{ser}$ (KNm)	Choix	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Appuis	x - x	384.78	5T20+5T16	25.76	2.9	15	169.8	201.63	Oui
Travée	x - x	654.13	5T25+5T20	48.3	3.77	15	181.1	201.63	Oui

**- Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \dots\dots\dots[4]$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{150,73 \times 7,1}{2} = 535.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{535.09 \times 10^3}{750 \times 1260} = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

**2.4. Armatures transversales**

• **BAEL 91 modifié 99**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

• **RPA99 version 2003**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 30\text{cm} \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 70\text{cm} \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\varphi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 2,5\text{cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$  ;  $\tau_u=0,56\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $b=75\text{cm}$  ;  $d=126\text{cm}$

On trouve :

- $S_t=20\text{cm} \dots \text{Zone nodale.}$
- $S_t=30\text{cm} \dots \text{Zone courante.}$
- Zone nodale  $A_t \geq 4,5\text{cm}^2$
- Zone courant  $A_t \geq 6,75\text{cm}^2$

**Tableau 6.17 : Choix des armatures transversales**

	section	zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	At (cm <sup>2</sup> )
<b>Nervures</b>	75x140	courante	30	10	6.75	6T12	6.79
		nodale	20		4.5	4T12	4.52

### 2.5. Armatures de peau [5]

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins  $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 1.40 = 4.2 \text{ cm}^2$$

On choisie  $A_p = 4T12$

### 3. Ferrailage du débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

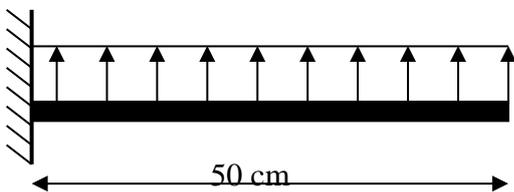


Figure 6.5 : Schéma statique du débord

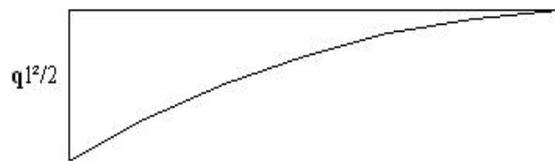


Figure 6.6 : Diagramme des Moments

#### 3.1. Evaluation des charges et surcharges

- **E.L.U** :  $q_u = 150.73 \text{ kN/ml}$  → Pour une bande de 1m.
- **E.L.S** :  $q_{ser} = 122.13 \text{ kN/ml}$  → Pour une bande de 1m.

#### 3.2. Calcul des efforts

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- **E.L.U** :  $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 18.84 \text{ kN.m}$

$$T_u = -q_u \cdot L = -75.36 \text{ kN}$$

- **E.L.S** :  $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 15.26 \text{ kN.m}$

$$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -61.06 \text{ kN}$$

### 3.3. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec :  $b = 100\text{cm}$ ,  $h = 40\text{cm}$ ,  $d = 36\text{cm}$ ,  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ,  $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$ . ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$

**Tableau 6.18 : Ferrailage du débord**

$M_u(\text{kN.m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
18.84	0.010	0.013	35.81	1.51

### 3.4. Condition de non fragilité

#### ➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35\text{cm}^2 > 1.70 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

On adopte  $A_s = A_s^{\min} = 4.35 \text{ cm}^2$

Choix : 4T12, avec  $A_s = 4.52\text{cm}^2$  , esp=25 cm

### 3.5. Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13.\text{cm}^2 \leq A_r \leq 2.26\text{cm}^2$$

On prend 4T8=2.01cm<sup>2</sup> , S<sub>t</sub>= 25cm

### 3.6. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u l = 75,36\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{75,36.10^3}{1000 \times 400} = 0,18\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

3.7.Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable

Tableau 6.19 : Vérification des contraintes du débord

$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
15.26	4.52	1.37	15	99.8	201.63	vérifie

Note : On opte le même ferrailage du radier.

6.5.3.8. Schéma de ferrailage de radier nervurée

- Dalle du radier

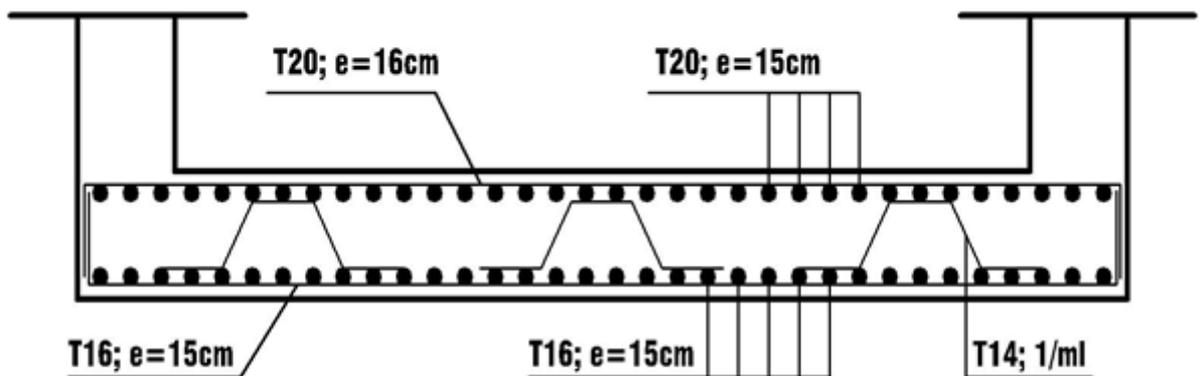


Figure 6.7 : Schéma de ferrailage Dalle du radier

- Nervures du radier

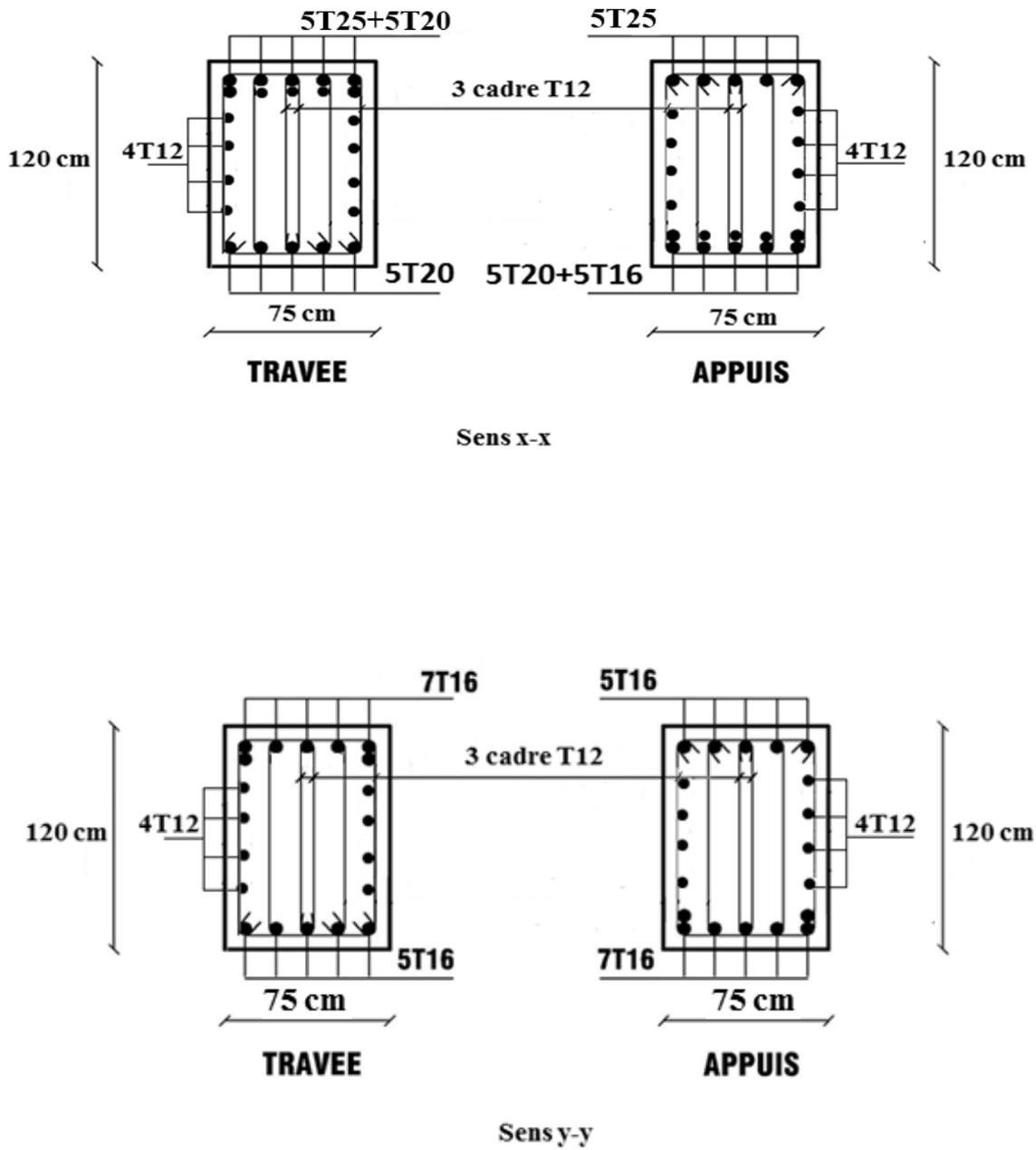


Figure.6.8 : Ferrailage Des Nervures.

## 6.6. Etude du voile périphérique

### 6.6.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

### 6.6.2. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

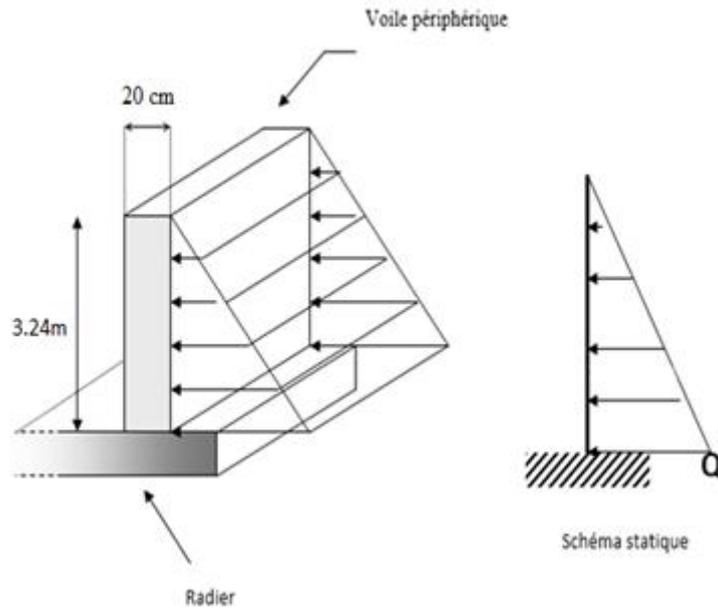
Avec :

B : Section du voile.

### 6.6.3. Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.  $L_x=3,24\text{m}$  ;  $L_y=6.55\text{m}$  ;  $e = 20\text{ cm}$ .

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).



**Figure 6.9 :** Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Selon **BAEL91 modifier 99** [1], la charge de poussées des terres est donnée par :  $Q=A.\gamma.H$

Avec :

$Q$  : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$A$  : Coefficient des poussées de terre.

$\gamma$ : Poids spécifique des terres ( $\gamma_h=19.5\text{kN/m}^3$ ).

$H$  : Hauteur du voile ( $H=3,24\text{m}$ ).

$$\varphi = 22.62 \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.444$$

$$\text{Donc : } Q = A.\gamma.H = 28.05\text{kN} / \text{ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 37.87\text{kN} / \text{ml}$$

#### 6.6.4. Effort dans la dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,50 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0966 ; \mu_y = 0,2500$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 38.40\text{kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9.60\text{kN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 32.64\text{kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 8.16\text{kN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=19.20\text{kN.m}$$

### 6.6.5. Calcul de ferrailage

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.20 : Ferrailage du voile périphérique**

	Sens	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	32.64	0.071	0.092	17.34	0	5.41	2x5T10	7.90	20
	y-y	8.16	0.018	0.023	17.84	0	1.31	2x4T8	4.00	25
<b>Appuis</b>	x-x	19.20	0.042	0.054	17.61	0	3.13	2x4T10	6.32	25
	y-y									

### 6.6.6. Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ( $12 \leq e \leq 30$ ) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$  pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0.0008 \left( 3 - \frac{324}{655} \right) \frac{100.20}{2} = 2.00\text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60\text{cm}^2$$

- **En travée**

$$\begin{cases} A_x = 7.90\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 2.00\text{cm}^2 \\ A_y = 4.00\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1.60\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **Sur appuis**

$$\begin{cases} A_x = 6.32 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.00 \text{ cm}^2 \\ A_y = 6.32 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### 6.6.7. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 61.70 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 40.90 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 61.70 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{61.70 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0.343 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

### 6.6.8. Vérification à l'ELS

#### a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.50 > 0.4 \Rightarrow Q_{ser} = 28.05 \text{ kN / ml}$$

$$\mu_x = 0.1000$$

$$\mu_y = 0.3671$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 29.45 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 10.81 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 25.03 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 9.20 \text{ kN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 14.73 \text{ kNm}$$

#### b. Verification des contraintes

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 6.21 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	25.03	7.90	6.86	15	381	201.63	NON
	y-y	9.20	4.32	3.49	15	271.20	201.63	NON
Appuis	x-x	14.73	6.32	4.49	15	278.40	201.63	NON
	y-y							

Note

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature ou bien l'épaisseur du voile.

c. Redimensionnement des armatures à l'ELS

Tableau 6.22 : Vérification des contraintes à l'ELS (correction)

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	Choix (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	25.03	8T12	9.04	4.54	15	170.70	201.63	OK
	y-y	9.20	5T10	3.95	2.52	15	140.00	201.63	OK
Appuis	x-x	14.73	6T10	4.74	3.69	15	187.90	201.63	OK
	y-y								

d. Schéma de ferrailage de voile périphérique

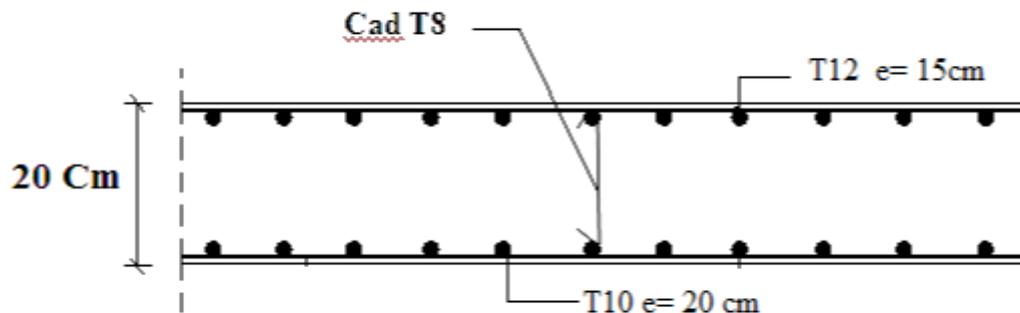
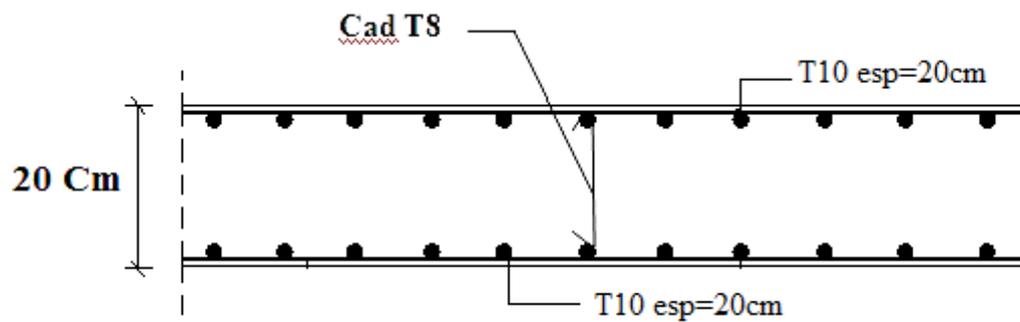


Figure 6.10 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x



**Figure 6.11 :** Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y

### Conclusion

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure, la solution radier général, s'est imposée dans notre cas. Son pré-dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes (réaction du sol sous les nervures)

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'utiliser les connaissances théoriques acquises durant l'ensemble des années d'étude et nous a permis aussi de prendre connaissance à des différents règlements en vigueur applicables en Algérie tel que : RPA99 version 2003, BAEL91 modifiées99, le CBA93 etc.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le règlement RPA99 version 2003 nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- Dans l'étude dynamique et sismique, nous avons modifié le plan architectural en ajoutant des voiles pour assurer la stabilité de notre structure
- La modélisation de la structure a été menée principalement à l'aide du logiciel SAP2000. Cependant certains éléments de la structure (escalier, acrotère,..) ont été dimensionnés manuellement.
- Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (SAP2000) pour visualiser la nature et l'intensité des forces a été très utile dans notre cas.
- La disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité à placer dans la structure. Le rôle des voiles est déterminant dans le comportement de la structure dernière vis-à-vis au séisme.
- L'utilisation du logiciel SAP2000 pour le calcul de la structure a été très utile vu sa complexité.

Enfin, nous avons achevé notre étude par le calcul de l'infrastructure, qui dans notre cas, est un radier général

## Introduction Générale

L'homme a toujours été contraint à résister à certains phénomènes naturels engendrant souvent des catastrophes. Parmi ces catastrophes naturelles, les tremblements de terre sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbaines.

Aux effets dévastateurs, les séismes sont sujets à des recherches de plus en plus approfondies dans le but de mieux comprendre l'origine, le mécanisme et l'importance de ces phénomènes. Dans le cœur de tous les scientifiques étudiant ce problème, l'objectif principal est la protection des personnes et des biens. Ainsi, leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par contre, la prévention peut assurer cette protection qui consiste à concevoir des bâtiments pouvant résister aux secousses telluriques : c'est l'objet de la construction parasismique.

L'étude d'une structure parasismique est un problème complexe, vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements en vigueur et d'économie imposées par les coûts croissants des matériaux de construction.

En revanche, une structure doit être calculée et conçue de telle sorte qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue. Comme elle doit résister à tous événements et actions permanentes et accidentelles susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation.

La modélisation numérique et la simulation sur ordinateur constituent souvent l'unique voie d'étude pour l'ingénieur de génie civil confronté à la complexité des problèmes. Un grand nombre des programmes informatiques existe actuellement et qui aide à réaliser ces simulations (SAP 2000, ETABS, ROBOT, etc..).

C'est dans cette optique que notre projet est lié aux structures parasismiques. Pour cela nous sommes conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur, à savoir les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié 2003) et les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 99et le CBA93.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un hôtel implanté à ALGER (zone de forte sismicité). Le projet est composé d'un sous-sol, d'un RDC et de 08 étages (RDC+ 08étages+1S/sol).

Cette étude sera développée dans **six** chapitres :

Le premier chapitre constitue une présentation de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, des éléments structuraux et non structuraux et des caractéristiques des matériaux utilisés.

Dans le deuxième chapitre nous présentons, le pré-dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles). Etape essentielle avant d'entamer l'étude dynamique et le calcul des éléments de la structure.

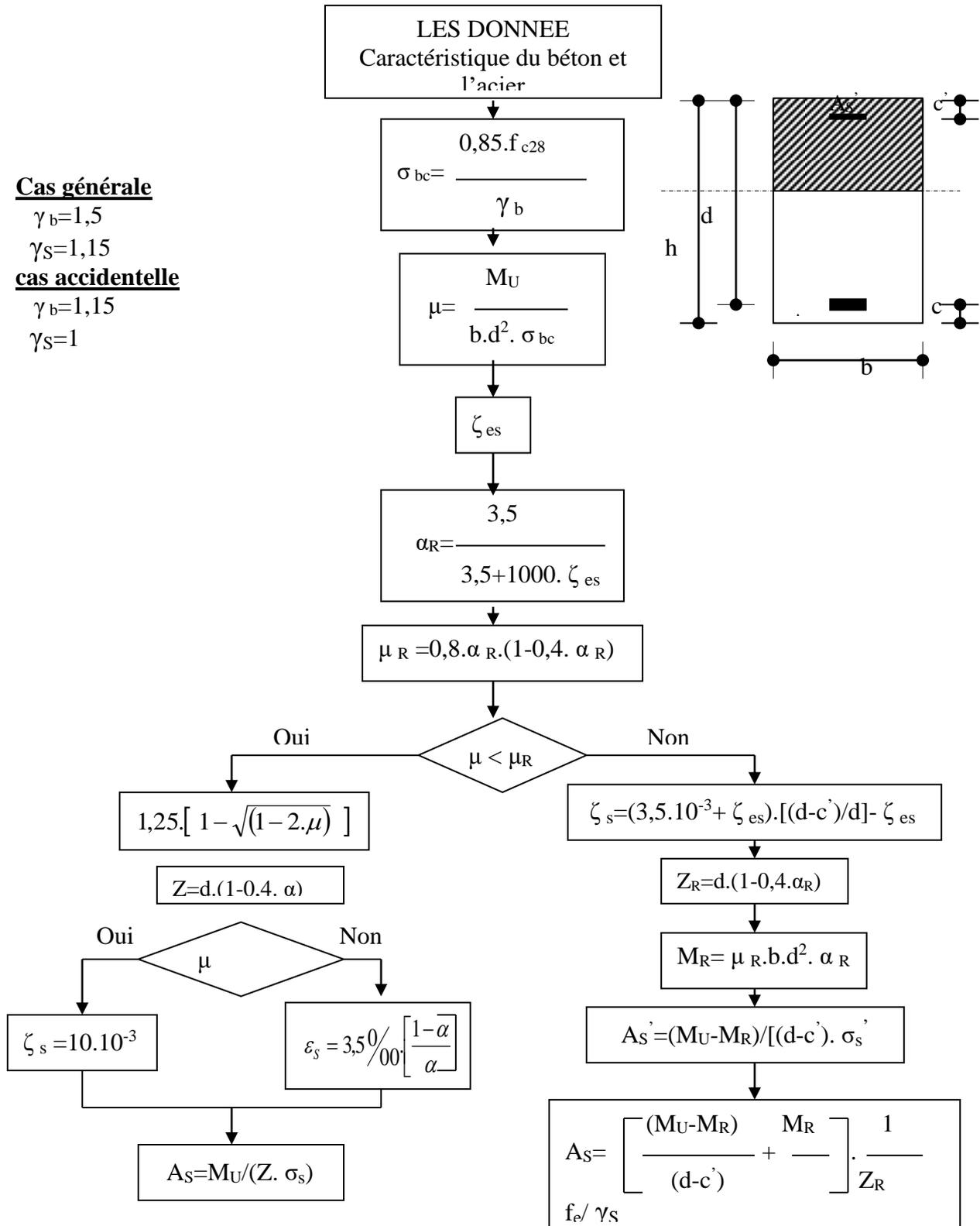
Au chapitre trois nous présentons le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, Plancher en corps creux, plancher en dalle pleine, balcons dalle machine, les escaliers).

Le chapitre quatre quant à lui traite la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations. La structure est observée, son comportement étudié (principalement les déplacements inter-étages).

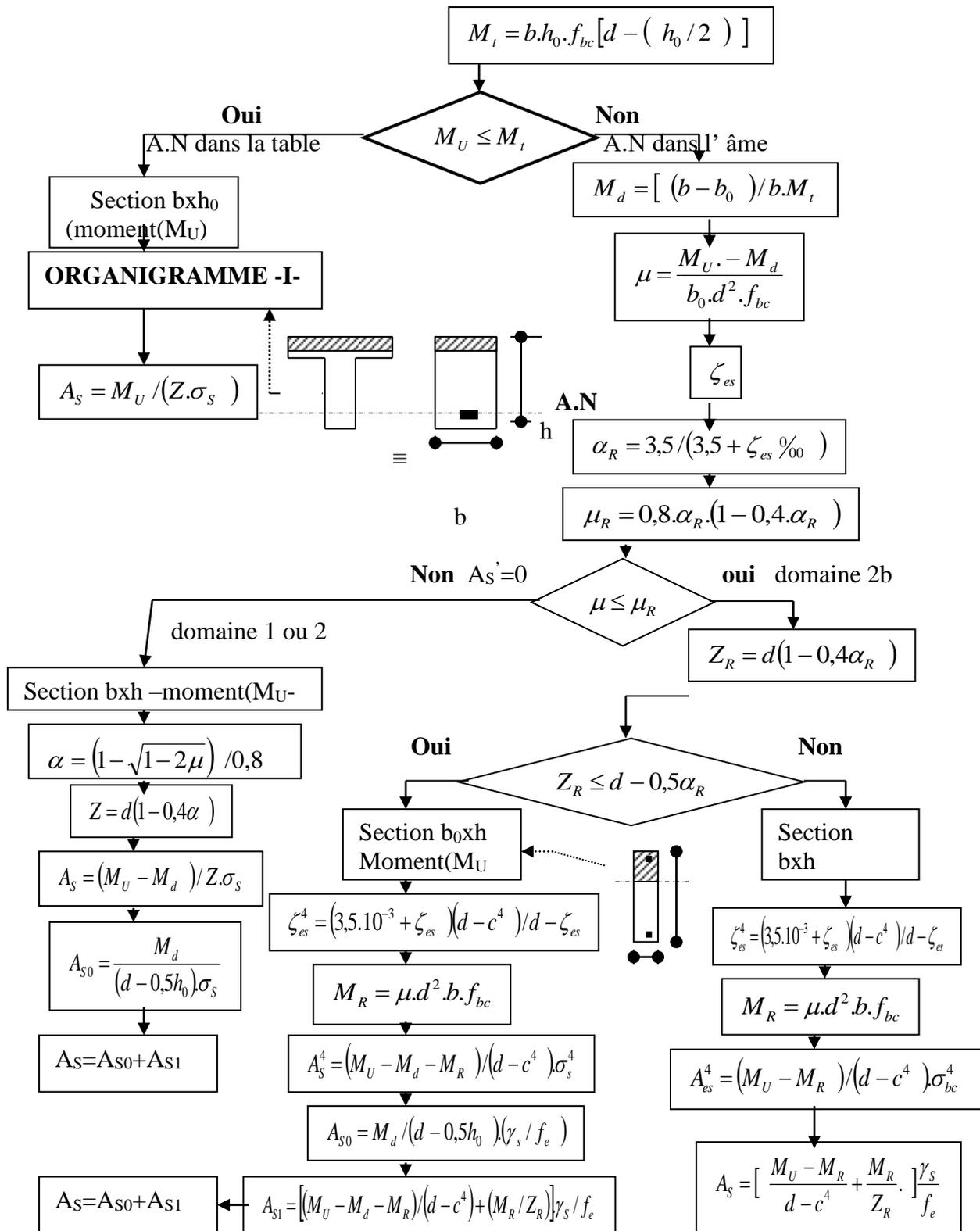
Dans le cinquième chapitre nous présentons le calcul (ferraillage) des éléments résistants de la structure en se basant sur les résultats obtenus par l'analyse dynamique, obtenus au chapitre quatre.

Le sixième chapitre traite lui, le calcul des fondations. Il présente le dimensionnement et le ferraillage des fondations qui est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage.

**ORGANIGRAMME -I-**  
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

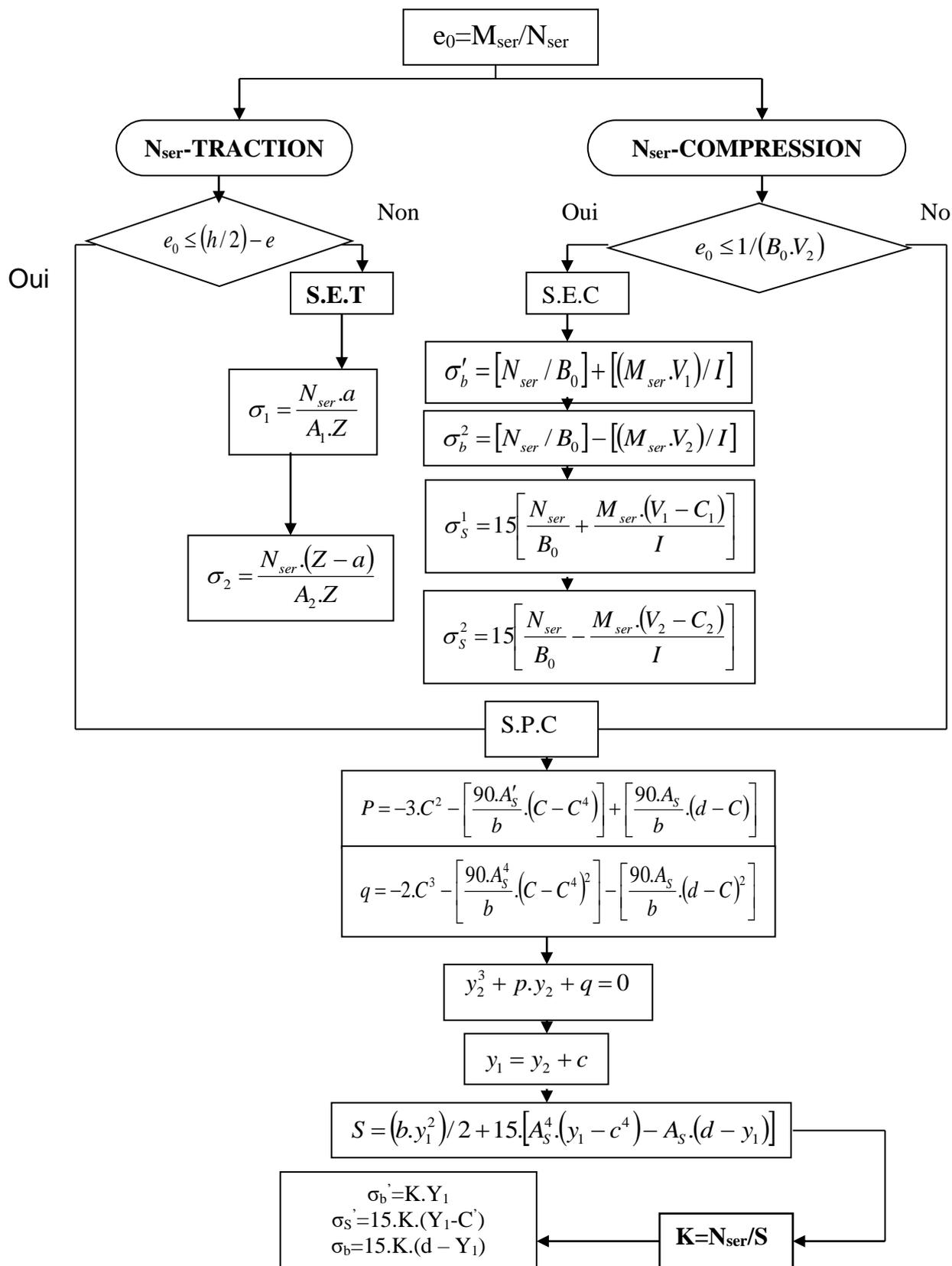


**ORGANIGRAMME -II-**  
**CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

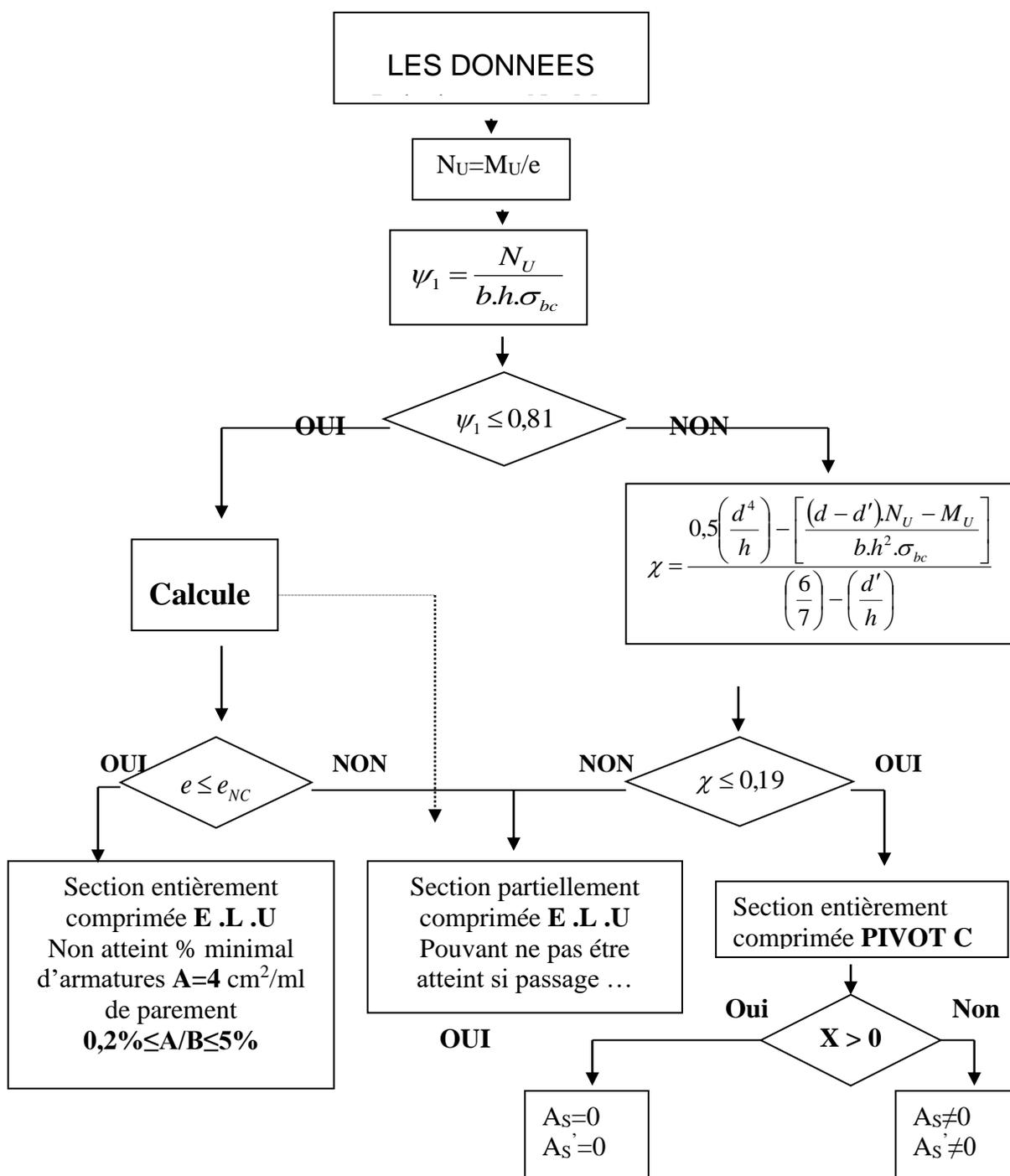
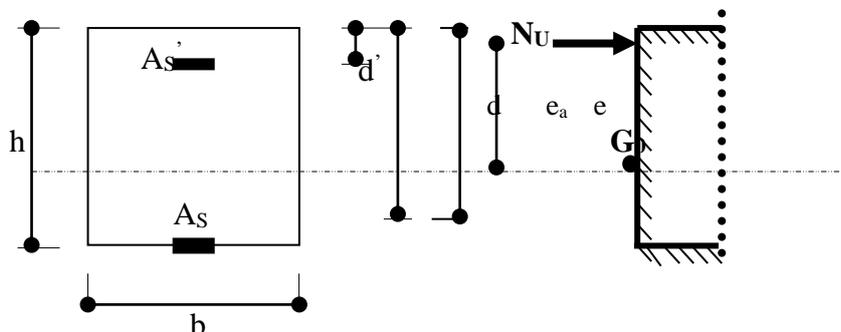




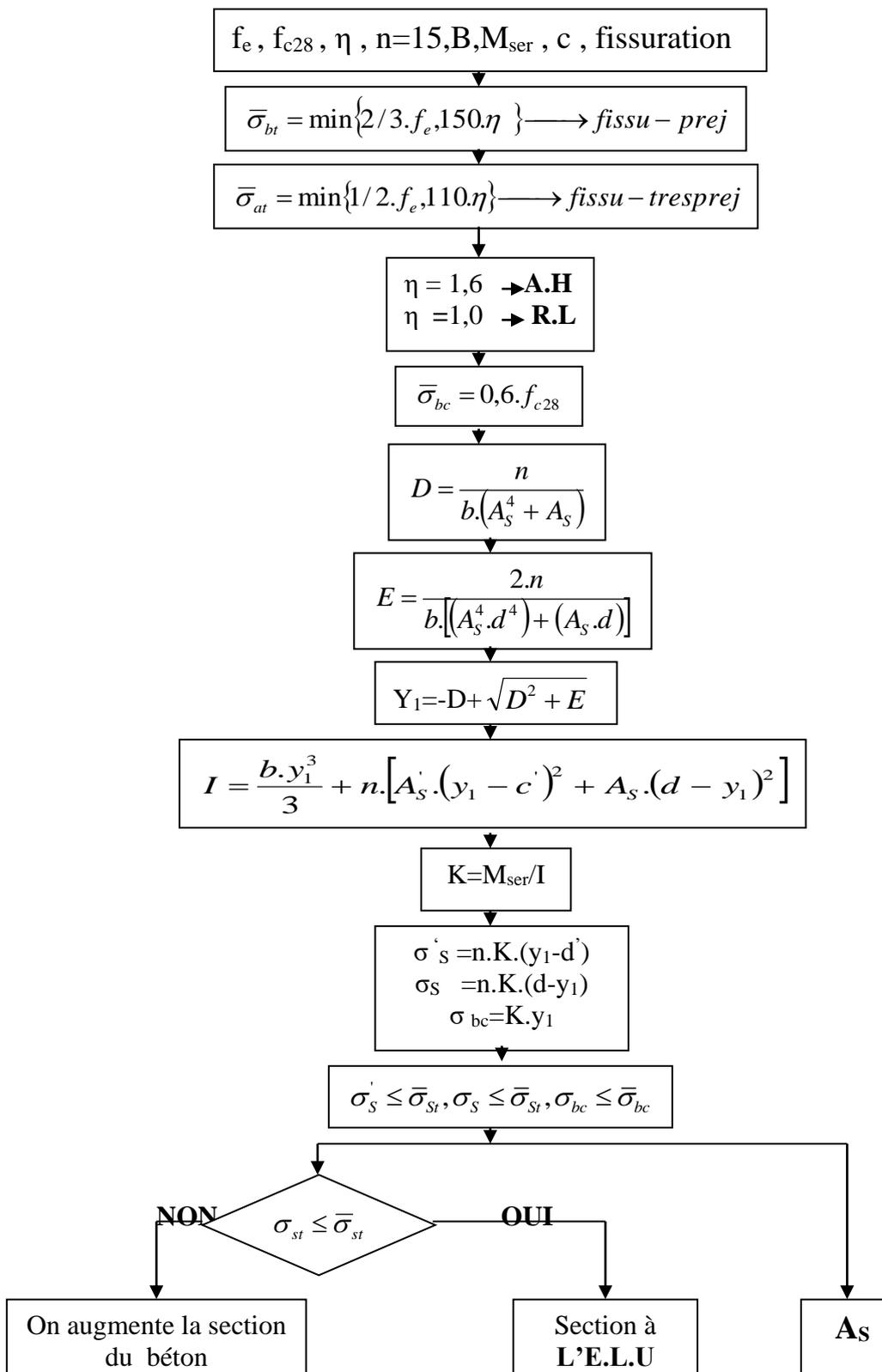
**ORGANIGRAMME-VI-  
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



**ORGANIGRAMME -V-**  
**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE**  
**A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME -IV-**  
**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E .L .U-**



**ORGANIGRAMME -VII-**  
**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE**  
**A L'EFFORT TRANCHANT**

