

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou**  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master 2 en génie civil.*  
*Option : constructions civiles et industrielles.*

## thème

*Étude d'un bâtiment contreventé par voiles et  
portiques à usage multiple  
en (R+14+1s sol )*



**Proposé par : B.E.R.H.T.O**

**Dirigé par : M<sup>r</sup> CHEKIRED Abdennour**

**Etudié par : M<sup>elle</sup> AMOKRANE Karima**  
**M<sup>elle</sup> BOUKNI Lynda**

**Année universitaire : 2012 /2013**

# Remerciement

*Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous a aidés pour atteindre notre objectif.*

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur M<sup>r</sup> :CHEKIRAD*

*Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.*

*Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire surtout Karim et Amel.*

*Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.*

*Merci à tous*

# Sommaire

## *Introduction générale*

*Chapitre I* : Présentation de l'ouvrage.....page 001

*Chapitre II* : Dimensionnement des éléments.....page 009

## *Chapitre III* : Calcul des éléments

- III-1 Acrotère.....page 028
- III-2 Plancher.....page 034
- III-3 Port a faux.....page 044
- III-4 Escaliers.....page 052
- III-5 Salle machine.....page 067

*Chapitre IV* : Présentation de l'ETABS.....page 075

## *Chapitre V* : Ferrailage des éléments

- V-1 Ferrailage des poutres.....page 083
- V-2 Ferrailage des poteaux.....page 094
- V-3 Ferrailage des voiles.....Page 102

*Chapitre VI* : Ferrailage de voile périphérique .....page 126

*Chapitre VII* : Etude de l'infrastructure.....page 146

## *Conclusion*

## **I-1 Introduction :**

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul pour assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après sa réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (ADDANDA2003) et les règlements du béton aux états limites CBA93.

## **I-2 Présentation du projet:**

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, il nous a été confié l'étude d'un bâtiment **R+14+1Sous-Sol** à usage d'habitation, implanté dans la wilaya d'Alger (Rouïba Bordj El-Bahri). Cette région est classée en zone de forte sismicité (**zone III** selon le **RPA 99 /version 2003**).

Le bâtiment est constitué d'un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

## **I-3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:**

- Longueur totale :.....51.35 m
- Largeur totale :.....33.44 m
- Hauteur totale du bâtiment :.....48.30 m
- Hauteur du sous- sol :.....03.05 m
- Hauteur du RDC :.....03.85 m
- Hauteur de l'étage de service :.....03.50 m
- Hauteur d'étage courant :.....03.15 m
- Hauteur de l'acrotère :.....00.50 m

## **I-4 Eléments constituant l'ouvrage:**

La structure est composée des éléments ci-après:

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

➤ **La maçonnerie :**

-Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm et 15 cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de 5cm.

-Les murs de séparation intérieurs seront de simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

➤ **Les Planchers :**

Le plancher est une aire servant à supporter son poids propre ainsi que les surcharges. Il sert aussi à délimiter les niveaux des étages et assurer une isolation thermique et phonique.

➤ **Les escaliers :**

Ceux sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, dans notre cas nous disposons deux types d'escaliers.

➤ **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseurs en béton armé.

➤ **Les revêtements :**

Les revêtements se constituent de :

- Mortier de ciment pour les murs de 3cm d'épaisseur.
- Plâtre pour les murs intérieurs de 2cm et 3cm pour les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et les cuisines.

➤ **L'acrotère :**

Elle sera réalisée en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse.

➤ **Système de coffrage :**

Pour le système de coffrage, on utilise un coffrage en bois ou un coffrage métallique.

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

### **I-5-1 Le béton :**

➤ **Résistance caractéristique à la compression :** (BAEL91/Art A.2.1.11)

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ . Sa résistance à la compression est calculée comme

suit : Pour  $j < 28 j$  :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,46 + 0,83j} \quad \text{en MPa} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 + 0,95j} \quad \text{en MPa} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour  $j > 28$  j :  $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$  en MPa  $f_{c28} < 40$  MPa

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22 MPa et au plus égale à 45 MPa. (RPA99/Art.7.2.1)

On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier

(A.2.1.13/BAUL99)

Pour l'étude de ce projet on prendra :  $f_{c28} = 25$  MPa.

➤ **Résistance caractéristique à la traction :** (BAEL91/Art A.2 12)

Conventionnellement, elle est définie par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ en MPa} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

D'où:  $f_{t28} = 2.1$  MPa

➤ **Contraintes limites du béton :**

a) **A l'Etat limite ultime (ELU) :** (BAEL91/ Art A.4 –3 .41)

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ en MPa}$$

$\theta$  : est le coefficient des durées (t) de l'application d'action, donné par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta=1 & \text{pour } t > 24\text{heures.} \\ \theta=0.9 & \text{pour } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta=0.8 & \text{pour } t \leq 1\text{h} \end{array} \right.$$

Le coefficient de sécurité  $\gamma_b$  a pour valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_b = 1,50 & \text{pour la situation courante (SC)} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{pour la situation accidentelle (SA)} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa et } \theta=1 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa en } & \text{SC} \\ f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa en } & \text{SA} \end{array} \right.$$

## a-1) Contrainte de déformation du béton à l'ELU :

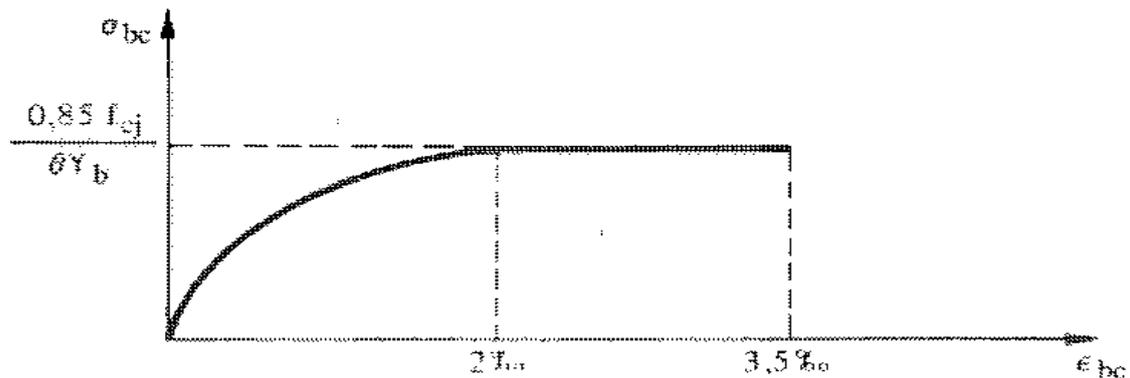


Figure I-1 : Diagramme de déformation du béton à l'ELU

b) A l'Etat limite de service (ELS) :

(Art A.4 .5 .2/BAEL91)

La contrainte de compression à l'ELS est égale à

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa}$$

$$\text{Pour } f_{28} = 25 \text{ MPa} \dots \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

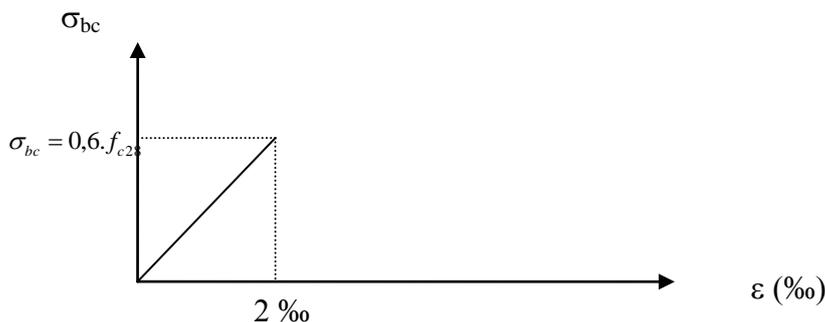
b-1) Contrainte-déformation du béton à l'ELS :

Figure I-2 : Diagramme de déformation du béton à ELS

➤ Contrainte limite de cisaillement :

(BAEL91/Art A.5.1.21)

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\text{D'où: } \tau_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

$$\text{D'où: } \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$$

➤ Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport existant entre la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de cette contrainte, on distingue deux sortes de modules.

➤ **Module de déformation longitudinale différée du béton :** (BAEL91/Art A.2.1, 22)

Le module de déformation, «  $E_{ij}$  », à l'âge de jour, « j », est en fonction d'application des charges. On distingue :

➤ **Module d'élasticité instantané :** (BAEL91/Art A.2 .1. 21)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

pour  $f_{c28} = 20 \text{ MPa} \dots E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$

➤ **Module d'élasticité différé :** (BAEL91/Art A.2.1.22)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, On va tenir compte de l'effet du fluage du béton et prendre, ensuite, un module égal à

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \dots E_{ij} = 10818.87 \text{ MPa}$

➤ **Module de déformation transversale :**

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$\nu$  : Coefficient de Poisson donné par l'article

(BAEL 91/Art A2.1.3)

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 0 & \text{Pour le calcul des sollicitations} \\ \nu = 0.2 & \text{Pour le calcul des déformations} \end{array} \right.$$

➤ **Coefficient de poisson :** (BAEL91/Art A2.1.3)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, qui est égale à :

$$\nu = \frac{\Delta l/d}{\Delta l/l}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 0,2 & \text{à l'état limite de service} \\ \nu = 0 & \text{à l'état limite ultime} \end{array} \right.$$

### **I-5-2 Les aciers :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous allons utiliser trois types d'aciers, dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

➤ **Caractéristiques des aciers utilisés :**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\psi$
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22%	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14%	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ )	T S	520	550	8%	1,3	1

**Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers**

➤ **Limite d'élasticité longitudinale :** (BAEL91/Art A.2.2.1)

Le module d'élasticité longitudinale est égal à  $E_s = 2 \cdot 10^5$  MPa, ainsi que pour tous les aciers utilisés.

➤ **La contrainte limite des aciers A'ELU :** (BAEL91/Art A.2.2.1)

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad \text{En [MPa]}$$

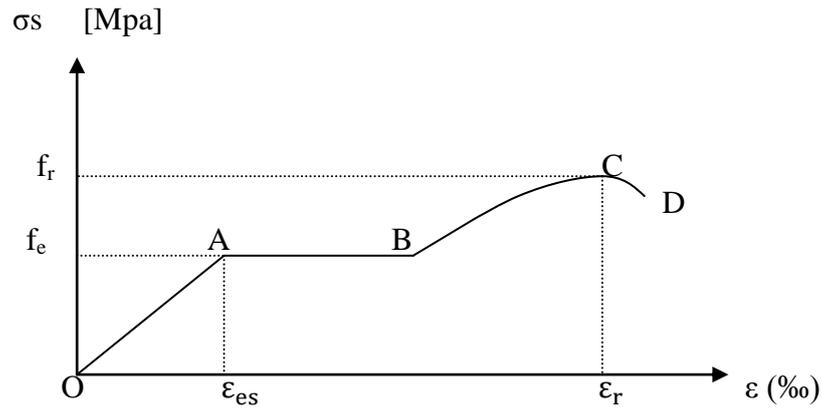
Avec  $\gamma_s$  : le coefficient de sécurité pour les aciers a pour valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour les situations durables} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$$

➤ **Diagramme contrainte-déformation (ELU) :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation est illustré par la figure ci-dessous



**Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation à ELU**

Les paramètres sur la figure sont définis comme suit :

- $f_r$  : Résistance à la rupture.
- $f_e$  : Limite d'élasticité.
- $\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.
- $\epsilon_r$  : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent quatre parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire.
- Zone AB : Domaine plastique.
- Zone BC : Domaine de raffermissment.
- Zone CD : Domaine de striction.

➤ **La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service, d'après les règles (BAEL91). On distingue trois cas de fissuration :

➤ **Fissuration peu nuisible :** (BAEL91 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts. Dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

➤ **Fissuration préjudiciable :** (BAEL91/Art 4-5-33)

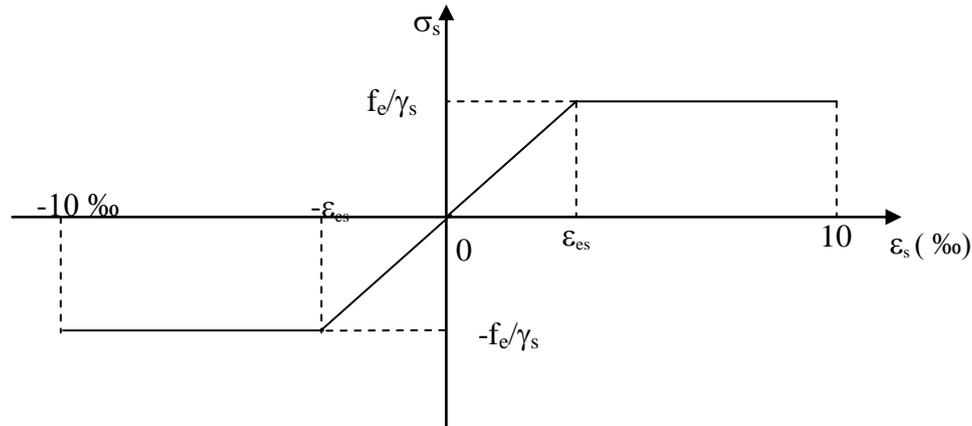
$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3.f_e; 110 \sqrt{\eta.f_{c28}}) \text{ en MPa}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable :** (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta.f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

➤ **Diagramme déformation- contrainte**

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme suivant :



**Figure I-4 : Diagramme déformation- contrainte**

Avec  $\gamma_s$  : le coefficient de sécurité pour les aciers a pour valeurs :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$f_e$  : nuance des acier.

**I-6 Protection des armatures :**

**(BAEL91/Art A.7-2.4)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$  cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$  cm : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1$  cm : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

**I-7 Données du site:**

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger, zone classée, par le RPA 99/version 2003, comme une zone de forte sismicité (Zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{adm} = 2.5$  bars.

**II-1 Introduction :**

Le dimensionnement a pour but le calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99** (2003), **CBA 93** et **BAEL91** (modifié 1999). Dans ce présent chapitre, on fera un dimensionnement et une descente de charges pour les poteaux et les voiles.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

**II-2 Dimensionnement des planchers :**

Les planchers sont des éléments horizontaux limitants les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

- transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et à répartir les charges et les surcharges sur les éléments porteurs.
- offrir une version isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

**II-2-1 Plancher en dalle pleine :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur quatre appuis.

L'épaisseur de la dalle dépend des conditions suivantes :

➤ **Condition d'isolation acoustique :****Contre les bruits aériens :**

$$M_{\text{plancher}} = 2500 \times e \geq 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (y compris le revêtement)... } e \geq 16 \text{ cm}$$

**Contre les bruits d'impacts :**

$$M_{\text{plancher}} = 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \text{ (y compris le revêtement)... } e \geq 14 \text{ cm}$$

➤ **Condition de résistance contre les incendies :**

$$\text{Pour deux heures de coupe-feu : ... } e = 11 \text{ cm}$$

➤ **Condition de résistance à la flexion :**

On prend le cas de la dalle la plus défavorable dont les dimensions suivantes :

$L_x$  = le petit côté de la dalle.

$L_y$  = le grand côté de la dalle.

Dans notre cas, on a la dalle la plus défavorable qui est une dalle rectangulaire de dimension :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 5.90 - 0.30 = 5.60 \text{ m.} \\ L_y = 6.00 - 0.30 = 5.70 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$\rho = L_x / L_y = 0.98 > 0,4 \text{ ... La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Notre dalle repose sur 04 cotés

$$L_x/50 \leq e \leq L_x/40$$

D'où:  $11.20\text{cm} \leq e \leq 14 \text{ cm} \dots e=14\text{cm}$

L'épaisseur de la dalle :  $e \geq (16\text{cm}, 14\text{cm}, 11\text{cm})$ .

On prend :  $e=16\text{cm}$

### II-3 Dimensionnement des poutres :

La poutre est destinée à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par référence au BEAL 91 comme suit :

➤ **Hauteur de la poutre :**  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}$

➤ **Largeur de la poutre :**  $0.4h_p \leq b_p \leq 0.7h_p$

$L_{\max}$  : longueur entre nue de la plus grande travée dans le sens considéré.

$h_p$  : hauteur de la poutre.

$b_p$  : largeur de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du **(RPA99/Modifié2003)**

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

#### II-3-1 Les poutres transversales (sens YY) :

➤ **La hauteur de la poutre h :**

On a :  $L_{\max} = 5.70 \text{ m}$

D'où :  $\frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \dots 38\text{cm} \leq h \leq 57\text{cm}$

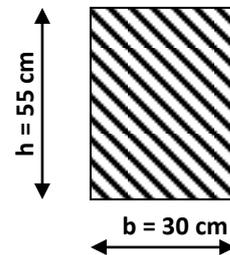
On prend :  $h = 55 \text{ cm}$ .

➤ **La largeur de la poutre b :**

Dans notre cas  $h=55$

D'où:  $0.4 \times 55 \leq b \leq 0.7 \times 55 \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq b_p \leq 38.5 \text{ cm}$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .



➤ **Vérification des conditions du RPA**

$h_t = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée  
 $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée  
 $\frac{h_t}{b} = 1.66 < 4$  ..... Condition vérifiée

**II-3-2 Les poutres longitudinales (sens XX) :**

➤ **La hauteur de la poutre h' :**

On a :  $L_{\max} = 5.70 \text{ m}$

D'où :  $\frac{570}{15} \leq h' \leq \frac{570}{10} \dots 38 \text{ cm} \leq h' \leq 57 \text{ cm}$

On prend :  $h' = 50 \text{ cm}$

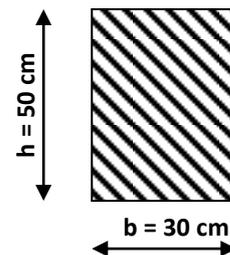
➤ **La largeur de la poutre b' :**

D'où :  $0,4 \times 50 \leq b' \leq 0,7 \times 50 \dots 20 \leq b' \leq 35 \text{ cm}$

On prend :  $b' = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification des conditions du RPA**

$h_t = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée  
 $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée  
 $\frac{h_t}{b} = 1.66 < 4$  ..... Condition vérifiée



Les conditions sont vérifiées, alors on aura des poutres comme suit :

**Poutres transversales (30x55)**

**Poutres longitudinales (30x50)**

**II-4 Dimensionnement des Poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad N = G + Q$$

N : effort de compression repris par les poteaux.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte limite de service du béton en compression.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} : \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Pour le dimensionnement des poteaux, on utilise, dans le premier temps, les dimensions données dans des plans d'architecture et aux limites imposées par le **R.P.A 99** (version 2003) (30x30) cm<sup>2</sup>.pour la zone (III).

**II-4-1 Détermination des charges et surcharges :**

**a) Les charges permanentes :**

➤ **plancher terrasse (inaccessible) :**

N°	Elements	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur en (m)	Charge $G_i$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Couche de gravier	17.00	0.05	0.85
02	Etanchéité multicouche	6.00	0.02	0.12
03	Béton de forme d'une pente	22.00	0.05	1.10
04	Dalle pleine	25.00	0.16	4.00
05	Isolation thermique	4.00	0.04	0.16
06	Enduit platre	12.00	0.02	0.24
<b>Totale <math>G_t = 6.47 \text{ KN/m}^2</math></b>				

**Tableau II-1 : charges permanentes pour plancher terrasse (inaccessible)**

➤ **Etage courant :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur en (m)	Charge $G_t$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage scellé	22.00	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
03	Couche de sable	18.00	0.02	0.36
04	Dalle pleine	25.00	0.16	4.00
05	Enduit en plâtre	12.00	0.02	0.24
06	Cloison de séparation	/	/	1.00
<b>Totale <math>G_t = 6.44 \text{ KN/m}^2</math></b>				

**Tableau II-2 : charges permanentes pour l'étage courant**

➤ **Plancher terrasse (accessible)**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur en (m)	Charge $G_i$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Béton de forme d'une pente	22.00	0.05	1.10
02	Dalle pleine	25.00	0.16	4.00
03	Isolation thermique	4.00	0.04	0.16
04	Enduit plâtre	12.00	0.02	0.24
05	Carrelage scellé	22.00	0.02	0.44
06	Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
07	Couche de sable	18.00	0.02	0.36
<b>Totale <math>G_t = 6.7</math> KN/m<sup>2</sup></b>				

**Tableau II-3 : charges permanentes pour plancher terrasse (accessible)**➤ **Mur extérieur :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur en (m)	Charge $G$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Mortier de ciment	22.00	0.02	0.44
02	Brique creuse	15.00	0.10	3.00
03	Lame d'air	/	0.05	0.00
04	Brique creuse	15.00	0.10	3.00
05	Enduit de plâtre	12.00	0.02	0.24
<b>Totale <math>G = 3.68</math> KN/m<sup>2</sup></b>				

**Tableau II-4 : charges permanentes pour le mur extérieur**➤ **mur intérieur :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur en (m)	Charge $G_t$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Enduit de plâtre	0.20	0.12	0.24
02	Brique creuse	0.10	0.15	1.50
03	Enduit de plâtre	0.02	0.12	0.24
<b>Totale <math>G_t = 1.98</math> KN/m<sup>2</sup></b>				

**Tableau II-5 : charges permanentes pour le mur intérieur**

**b) Les charges d'exploitations :**

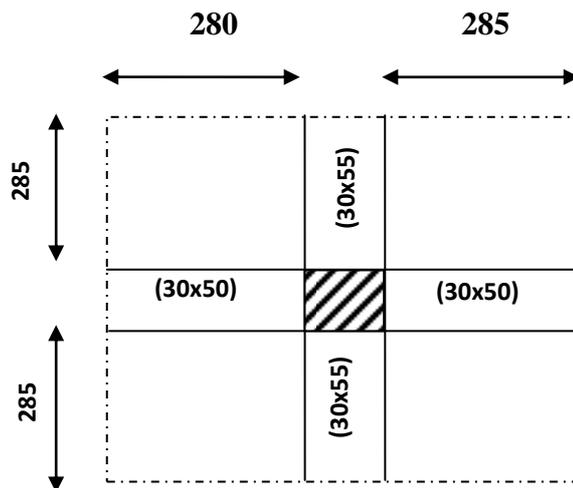
Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible .....Q = 1,00 kN / m2
- Plancher terrasse accessible (public) .....Q = 5,00 kN / m2
- Plancher étage courant : à usage d'habitation .....Q = 1,50 kN / m2
- Plancher étage courant : à usage administratif (bureaux) ...Q = 2,50 kN / m2
- Plancher RDC : à usage commercial (boutiques) .....Q = 5,00 kN / m2
- Plancher sous-sol : à usage parking .....Q = 2,50 kN / m2

**II-4-2 Descente des charges pour les poteaux :**

La descente des charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

➤ **Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :**



$$S = (2.85 \times 2.80) \times 2 + (2.85 \times 2.85) \times 2 = 32.20 \text{ m}^2.$$

➤ **La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :**

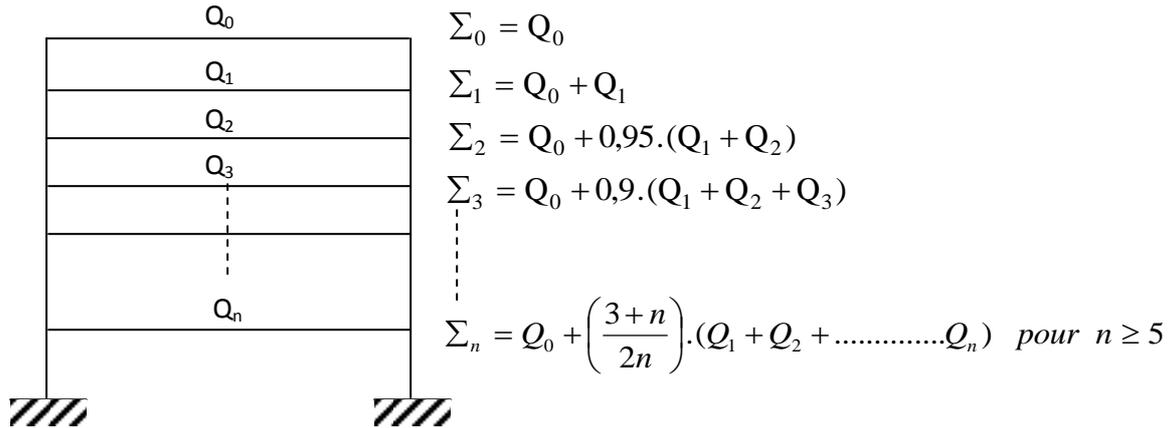
$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \cdot (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ pour } n \geq 5$$

Q<sub>0</sub> : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q<sub>i</sub> : surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1 à 15)

N : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q<sub>n</sub> : surcharge d'exploitation à l'étage « N » en tenant compte de la dégression des surcharges.



➤ **Calcul du poids propre de chaque élément :**

Poids du plancher terrasse inaccessible :  $G_{pti} = S \times G_t = 32.20 \times 6.47 = 208.33 \text{KN.}$

Poids du plancher terrasse accessible :  $G_{pta} = S \times G_t = 32.20 \times 6.7 = 215.74 \text{KN.}$

Poids du plancher d'étage courant :  $G_{pc} = S \times G_c = 32.20 \times 6.44 = 207.37 \text{KN.}$

Poids de la poutre principale :  $G_{pp} = (0.30 \times 0.55) \times 25 \times 5.70 = 23.51 \text{KN.}$

Poids de la poutre secondaire :  $G_{ps} = (0.30 \times 0.50) \times 25 \times 5.60 = 21 \text{KN.}$

Poids total des poutres :  $G_p = G_{pp} + G_{ps} = 44.51 \text{KN.}$

Poids du poteau du sous-sol  $G_{s/s} = (0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.05 = 6.86 \text{KN.}$

Poids du poteau de R.D.C :  $G_{RDC} = (0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.85 = 8.66 \text{KN.}$

Poids du poteau de premier étage :  $G_{1er} = (0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.50 = 7.87 \text{KN.}$

Poids du poteau d'étage :  $G_{pe} = (0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.15 = 7.09 \text{KN}$

➤ **Calcul des charge d'exploitation :**

Plancher terrasse inaccessible  $Q_0 = 1 \times 32.20 = 32.20 \text{KN}$

Plancher terrasse accessible  $Q_T = 5 \times 32.20 = 161 \text{KN}$

Plancher étage courant  $Q_1 = \dots = Q_{13} = 1.5 \times 32.20 = 48.3 \text{KN}$

Plancher 1<sup>er</sup> étage  $Q_{Service} = 2.5 \times 32.20 = 80.5 \text{KN}$

$$\text{Plancher RDC : } Q_{\text{RDC}} = 5 \times 32.20 = 161 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher Sous-sol : } Q_{\text{Sous-sol}} = 2.5 \times 32.20 = 80.5 \text{ KN}$$

$$16^{\text{eme}} Q_0 = 32.20 \text{ KN}$$

$$15^{\text{eme}} Q_0 + Q_1 = 80.5 \text{ KN}$$

$$14^{\text{eme}} Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 123.97 \text{ KN}$$

$$13^{\text{eme}} Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 162.61 \text{ KN}$$

$$12^{\text{eme}} Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 196.42 \text{ KN}$$

$$11^{\text{eme}} Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 225.4 \text{ KN}$$

$$10^{\text{eme}} Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 249.55 \text{ KN}$$

$$9^{\text{eme}} Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 273.60 \text{ KN}$$

$$8^{\text{eme}} Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 298.04 \text{ KN}$$

$$7^{\text{eme}} Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 322.14 \text{ KN}$$

$$6^{\text{eme}} Q_0 + 0.636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 346.15 \text{ KN}$$

$$5^{\text{eme}} Q_0 + 0.625 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 370.10 \text{ KN}$$

$$4^{\text{eme}} Q_0 + 0.615 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 394.45 \text{ KN}$$

$$3^{\text{eme}} Q_0 + Q_T + 0.607 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13}) = 574.33 \text{ KN}$$

$$2^{\text{eme}} Q_0 + Q_T + 0.60 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{\text{Service}}) = 618.24 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} Q_0 + Q_T + 0.593 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{\text{Service}} + Q_{\text{RDC}}) = 708.5 \text{ KN}$$

NIV	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitations [KN]		Effort Normal [KN]	Section Transversale [mm <sup>2</sup> ]	Section du poteau [ cm <sup>2</sup> ]
	Planchers	Poutres	Poteaux	G <sub>totales</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Qi	Q <sub>cumulée</sub>	Ns=G+Q	Ab =Ns/σ <sub>bc</sub>	Section adoptée
Terrasse	208.33	44.51	7.09	259.93	259.93	32.2	32.2	292.13	19475.33	30X30
13	207.37	44.51	7.09	258.97	518.9	80.5	112.7	371.67	24778.00	30X30
12	207.37	44.51	7.09	258.97	777.87	123.97	236.67	495.64	33042.67	30X30
11	207.37	44.51	7.09	258.97	1036.84	162.61	399.28	658.25	43883.33	30X30
10	207.37	44.51	7.09	258.97	1295.81	196.42	595.7	854.67	56978.00	35X35
9	207.37	44.51	7.09	258.97	1554.78	225.4	821.1	1080.07	72004.67	35X35
8	207.37	44.51	7.09	258.97	1813.75	249.55	1070.65	1329.62	88641.33	35X35
7	207.37	44.51	7.09	258.97	2072.72	273.6	1344.25	1603.22	106881.33	40X40
6	207.37	44.51	7.09	258.97	2331.69	298.04	1642.29	1901.26	126750.67	40X40
5	207.37	44.51	7.09	258.97	2590.66	322.14	1964.43	2223.4	148226.67	40X40
4	207.37	44.51	7.09	258.97	2849.63	346.15	2310.58	2569.55	171303.33	50X50
3	207.37	44.51	7.09	258.97	3108.6	370.1	2680.68	2939.65	195976.67	50X50
2	207.37	44.51	7.09	258.97	3367.57	394.45	3075.13	3334.1	222273.33	50X50
1	207.37	44.51	7.87	259.75	3627.32	574.33	3649.46	3909.21	260614.00	55X55
RDC	207.37	44.51	8.66	260.54	3887.86	618.24	4267.7	4528.24	301882.67	55X55
Sous - Sol	207.37	44.51	6.86	258.74	4146.6	708.75	4976.45	5235.19	349012.67	60X60

Tableau II-6 : Descente de charge pour les poteaux

**II-4-3 Descente de charge en tenant compte de la section réelle des poteaux :**

- Poids du poteau du sous-sol (0.60x0.60) x25x3.05= 27.45 KN.
- Poids du poteau de R.D.C (0.55x0.55) x25x 3,85= 29.12 KN.
- Poids du poteau de premier étage (0.55x0.55) x25x3.50= 26.47 KN.
- Poids du poteau d'étage : 2,3, et 4<sup>eme</sup> étages (0.50x0.50) x25x3.15= 19.68 KN
- Poids du poteau d'étage : 5, 6, et 7<sup>eme</sup> étages (0.40x0.40) x25x3.15= 12.60 KN
- Poids du poteau d'étage : 8,9et 10<sup>eme</sup> étages (0.35x0.35) x25x3.15= 9.65 KN
- Poids du poteau d'étage : 11, 12,13et 14<sup>eme</sup> étages (0.30x0.30) x25x3.15= 7.09KN

NIV	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitations [KN]		Effort Normal [KN]	Section Transversale [mm <sup>2</sup> ]	Section du poteau [ cm <sup>2</sup> ]
	Planchers	Poutres	Poteaux	G <sub>totales</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Qi	Q <sub>cumulée</sub>	Ns=G+Q	Ab =Ns/σ <sub>bc</sub>	Section adoptée
Terrasse	208.33	44.51	7.09	259.93	262.48	32.20	32.20	294.68	19645.33	30X30
13	207.37	44.51	7.09	258.97	521.45	80.50	112.70	634.15	42276.50	30X30
12	207.37	44.51	7.09	258.97	780.42	123.97	236.67	1017.09	67805.67	30X30
11	207.37	44.51	7.09	258.97	1039.38	162.61	399.28	1438.66	95910.83	40X40
10	207.37	44.51	9.65	261.53	1300.91	196.42	595.70	1896.61	126440.63	40X40
9	207.37	44.51	9.65	261.53	1562.44	225.40	821.10	2383.54	158902.42	40X40
8	207.37	44.51	9.65	261.53	1823.96	249.55	1070.65	2894.61	192974.21	50X50
7	207.37	44.51	12.60	264.48	2088.44	273.60	1344.25	3432.69	228846.21	50X50
6	207.37	44.51	12.60	264.48	2352.92	298.04	1642.29	3995.21	266347.54	50X50
5	207.37	44.51	12.60	264.48	2617.40	322.14	1964.43	4581.83	305455.54	65X65
4	207.37	44.51	19.69	271.57	2888.97	346.15	2310.58	5199.55	346636.71	65X65
3	207.37	44.51	19.69	271.57	3160.54	370.10	2680.68	5841.22	389414.54	65X65
2	207.37	44.51	19.69	271.57	3432.11	394.45	3075.13	6507.24	433815.71	75X75
1	207.37	44.51	26.47	278.35	3710.45	574.33	3649.46	7359.91	490660.96	75X75
RDC	207.37	44.51	29.12	281.00	3991.45	618.24	4267.70	8259.15	550610.00	75X75
Sous - Sol	207.37	44.51	27.45	279.33	4270.78	708.75	4976.45	9247.23	616482.00	80X80

Tableau II-7 : Descente de charge(en tenant compte de la section réelle des poteaux)

➤ **Sections des poteaux adoptés :**

Les sections des poteaux adoptées sont donc:

Etage	S/S	RDC, 1et 2 <sup>eme</sup>	3,4et 5 <sup>eme</sup>	6,7et 8 <sup>eme</sup>	9,10et11 <sup>eme</sup>	12,13et14 <sup>eme</sup>
section	80x80	75x75	65x65	50x50	40x40	30x30

**II-4-4 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
30x30	$Min(b, h) \geq 30cm$	$Min(b, h) = 30cm \geq 30cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{315}{20} = 15.75cm < 30cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
40x40	$Min(b, h) \geq 30cm$	$Min(b, h) = 40cm \geq 30cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{315}{20} = 15.75cm < 40cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
50x50	$Min(b, h) \geq 30cm$	$Min(b, h) = 50cm > 30cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{315}{20} = 15.75cm < 50cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
65x65	$Min(b, h) \geq 30cm$	$Min(b, h) = 65cm > 30cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{315}{20} = 15.75cm < 65cm.$	Condition vérifiée

	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{65}{65} = 1.00 < 4.$	Condition vérifiée
75x75	$Min(b, h) \geq 30cm$	$Min(b, h) = 75cm > 30cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{315}{20} = 15.75cm < 75cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_{rds}}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{385}{20} = 19.25cm < 75cm.$	
	$Min(b, h) \geq \frac{h_{1er}}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{350}{20} = 17.50cm < 75cm.$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{75}{75} = 1.00 < 4.$	Condition vérifiée
80x80	$Min(b, h) \geq 30cm$	$Min(b, h) = 80cm > 30cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_{s/s}}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{305}{20} = 15.25cm < 80cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{80}{80} = 1.00 < 4.$	Condition vérifiée

**II-4-5 Vérification des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d’instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés, suite à l’influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l’élancement  $\lambda$  des poteaux :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$  avec :

$L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$ )

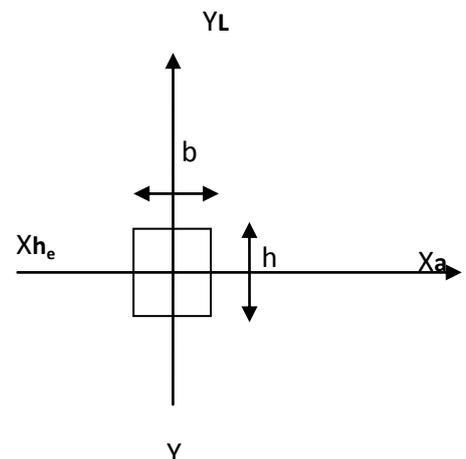
$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ )

$L_0$  : hauteur libre du poteau

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$I$  : moment d’inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$  ;  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$ )

D’où :



$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} .$$

➤ **Poteaux de sous-sols :**

$$\lambda = 2.42 \times 3.05 / 0.80 = 9.22 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **Poteaux du RDC :**

$$\lambda = 2.42 \times 3.85 / 0.75 = 12.42 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **Poteaux du 1<sup>er</sup> étage :**

$$\lambda = 2.42 \times 3.50 / 0.75 = 11.29 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **Poteaux du 2<sup>ème</sup> étage:**

$$\lambda = 2.42 \times 3.15 / 0.75 = 10.16 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Poteaux du 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage :**

$$\lambda = 2.42 \times 3.15 / 0.65 = 11.72 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Poteaux du 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage :**

$$\lambda = 2,42 \times 3,15 / 0.50 = 15.24 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Poteaux du 9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup> et 11<sup>ème</sup> étage :**

$$\lambda = 2,42 \times 3,15 / 0.40 = 19.05 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Poteaux du 12<sup>ème</sup>, 13<sup>ème</sup> et 14<sup>ème</sup> étage :**

$$\lambda = 2,42 \times 3,15 / 0.30 = 25.41 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

**Conclusion :**

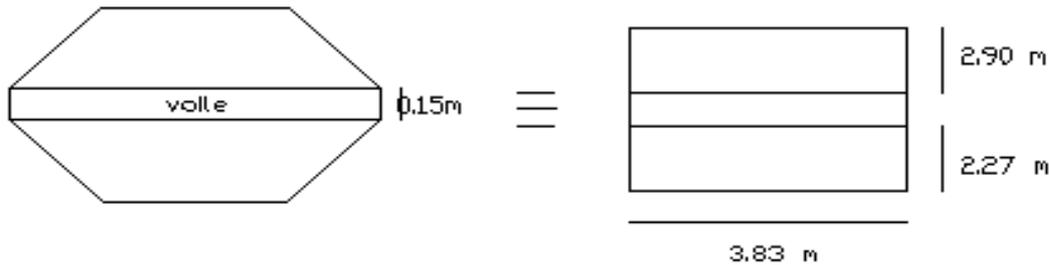
Tous les poteaux sont vérifiés dans la condition de non-flambement.

### II-5 Dimensionnement des voiles :

Les voiles sont les éléments en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et une partie des charges verticales.

#### II-5-1 Descente des charges pour les voiles :

➤ Surface du plancher revenant au voile le plus sollicité :



$$S = (2.9 + 2.27) \times 1 = 5.17 \text{ m}^2.$$

➤ Les efforts revenant au voile :

Pour le dimensionnement des voiles, on utilise, dans le premier temps, des plans d'architecture, tout en respectant les limites imposées par le **R.P.A99** (version 2003).

➤ Calcul du poids propre de chaque élément :

- Poids du plancher terrasse inaccessible :  $G_{pti} = S \times G_t = 5.17 \times 6.47 = 33.45 \text{ KN}$
- Poids du plancher terrasse accessible :  $G_{pta} = S \times G_t = 5.17 \times 6.7 = 34.64 \text{ KN}$
- Poids du plancher d'étage courant :  $G_{pc} = S \times G_c = 5.17 \times 6.44 = 33.29 \text{ KN}$
- Poids du voile du sous-sol :  $G_{s/s} = (0.15 \times 1) \times 25 \times 3.05 = 11.44 \text{ KN}$
- Poids du voile de R.D.C :  $G_{RDC} = (0.15 \times 1) \times 25 \times 3.85 = 14.44 \text{ KN}$
- Poids du voile de premier étage :  $G_{1er} = (0.15 \times 1) \times 25 \times 3.50 = 13.14 \text{ KN}$
- Poids du voile d'étage :  $G_{pe} = (0.15 \times 1) \times 25 \times 3.15 = 11.81 \text{ KN}$

➤ Calcul des charges d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible :  $Q_0 = 1 \times 5.17 = 5.17 \text{ KN}$
- Plancher terrasse accessible :  $Q_T = 5 \times 5.17 = 25.85 \text{ KN}$
- Plancher étage courant :  $Q_1 = \dots\dots\dots = Q_{13} = 1.5 \times 5.17 = 7.76 \text{ KN}$
- Plancher 1<sup>er</sup> étage :  $Q_{Service} = 2.5 \times 5.17 = 12.93 \text{ KN}$
- Plancher RDC :  $Q_{RDC} = 5 \times 5.17 = 25.85 \text{ KN}$
- Plancher Sous-sol :  $Q_{Sous-sol} = 2.5 \times 5.17 = 12.93 \text{ KN}$

$$16^{\text{eme}} Q_0 = 5.17 \text{ KN}$$

$$15^{\text{eme}} Q_0 + Q_1 = 12.93 \text{ KN}$$

$$14^{\text{eme}} Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 19.9 \text{ KN}$$

$$13^{\text{eme}} Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 26.12 \text{ KN}$$

$$12^{\text{eme}} Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 31.55 \text{ KN}$$

$$11^{\text{eme}} Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 34.27 \text{ KN}$$

$$10^{\text{eme}} Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 38.41 \text{ KN}$$

$$9^{\text{eme}} Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 42.49 \text{ KN}$$

$$8^{\text{eme}} Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 46.52 \text{ KN}$$

$$7^{\text{eme}} Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 50.67 \text{ KN}$$

$$6^{\text{eme}} Q_0 + 0.636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 54.52 \text{ KN}$$

$$5^{\text{eme}} Q_0 + 0.625 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 58.52 \text{ KN}$$

$$4^{\text{eme}} Q_0 + 0.615 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 62.44 \text{ KN}$$

$$3^{\text{eme}} Q_0 + Q_T + 0.607(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13}) = 92.25 \text{ KN}$$

$$2^{\text{eme}} Q_0 + Q_T + 0.60(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{\text{Service}}) = 96.20 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} Q_0 + Q_T + 0.593(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{\text{Service}} + Q_{\text{RDC}}) = 113.89 \text{ KN}$$

Niv	Charges Permanentes [KN]				Charges d'exploitations [KN]		Effort Normal [KN]	Section transversale [mm <sup>2</sup> ]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]
	Planchers	Voiles	G totales	G cumulée	Qi	Q cumulée	Ns=G+Q	Ab =Ns/σ <sub>bc</sub>	Epaisseur adoptée
Terrasse	33.45	15.75	49.2	45.26	5.17	5.17	50.43	3362.00	20
13	33.29	15.75	49.04	94.3	12.93	18.1	112.4	7493.33	20
12	33.29	15.75	49.04	143.34	19.91	38.01	181.35	12090.00	20
11	33.29	15.75	49.04	192.38	26.12	64.13	256.51	17100.67	20
10	33.29	15.75	49.04	241.42	31.55	95.68	337.1	22473.33	20
9	33.29	15.75	49.04	290.46	34.27	129.95	420.41	28027.33	20
8	33.29	15.75	49.04	339.5	38.41	168.36	507.86	33857.33	20
7	33.29	15.75	49.04	388.54	42.49	210.85	599.39	39959.33	20
6	33.29	15.75	49.04	437.58	46.52	257.37	694.95	46330.00	20
5	33.29	15.75	49.04	486.62	50.67	308.04	794.66	52977.33	20
4	33.29	15.75	49.04	535.66	54.52	362.56	898.22	59881.33	20
3	33.29	15.75	49.04	584.7	58.52	421.08	1005.78	67052.00	20
2	33.29	15.75	49.04	633.74	62.44	483.52	1117.26	74484.00	20
1	33.29	17.5	50.79	684.53	92.25	575.77	1260.3	84020.00	25
RDC	33.29	19.25	52.54	737.07	96.2	671.97	1409.04	93936.00	25
Sous - Sol	33.29	15.25	48.54	785.61	113.86	785.83	1571.44	104762.67	25

Tableau II-8 : Descente de charge des voiles

**II-5-2 Les recommandations de RPA :**

- 1- L'épaisseur minimale d'un voile ne doit pas être inférieure à 15cm, elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.
- 2- Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur « L » doit être au moins égale à quatre « 4 » fois son épaisseur.

### III-1 L'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse. Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et un effort latéral (Q) engendrant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

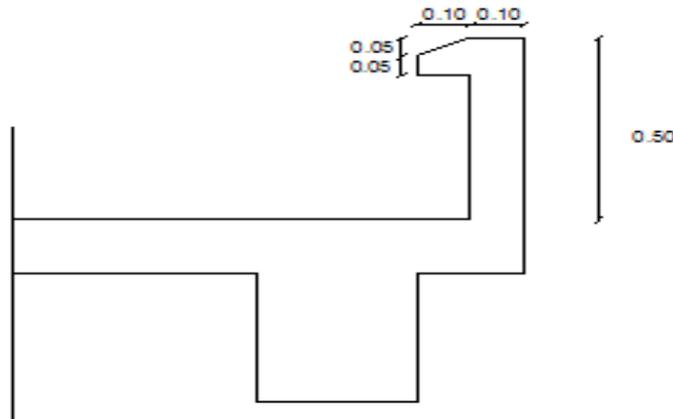


Fig III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

#### III-1-1 Détermination des sollicitations :

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S = 25 \left[ (0,5 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + \frac{0,05 \times 0,1}{2} \right] = 1,4375 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho : \text{Masse volumique du béton.} \\ S : \text{Section longitudinale de l'acrotère.} \end{array} \right.$$

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

➤ Effort normal N dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,4375 \text{ KN.}$$

➤ Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,5 \times 1 \text{ ml} = 0,5 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant T:

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

**III-1-2 : Schéma statique :**

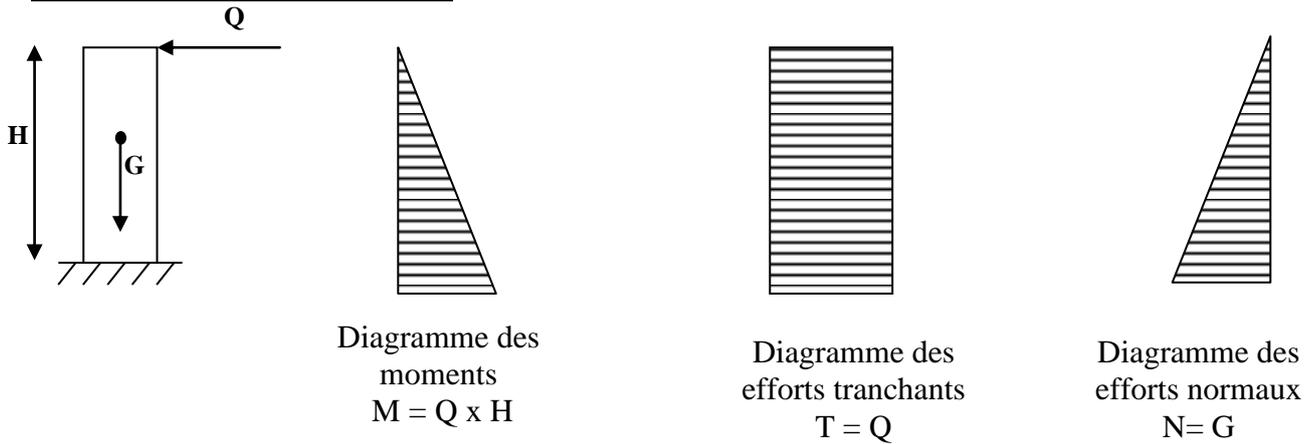


Figure III-2 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts.

**III-1-3 Combinaison de charge :**

**A l'ELU :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35 N_G = 1.35 \times 1.4375 = 1.94 \text{ KN} \dots \text{effort normal de compression.} \\ M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m} \dots \text{moment de flexion.} \end{cases}$$

**A l'ELS :**

$$\begin{cases} N_s = N_G = 1.4375 \text{ KN} \dots \text{effort normal de compression.} \\ M_s = M_Q = 0.5 \text{ KN.m} \dots \text{moment de flexion.} \end{cases}$$

**III-1-4 Ferrailage de l'acrotère:**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en tenant compte d'une section rectangulaire de hauteur  $h=10\text{cm}$  et de largeur  $b=100\text{cm}$ , soumise à un effort normal  $N$  et un moment de renversement  $M$ .

Pour déterminer les armatures, on procède à la méthode de calcul en flexion composée. On va étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif ( $M_f$ ) afin de déterminer les armatures fictives ( $A_f$ ) puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles ( $A$ ).



Figure : III-2 : schéma de calcul de l'acrotère

$h$  : Epaisseur de la section.

$c$  et  $c'$  : Enrobage.

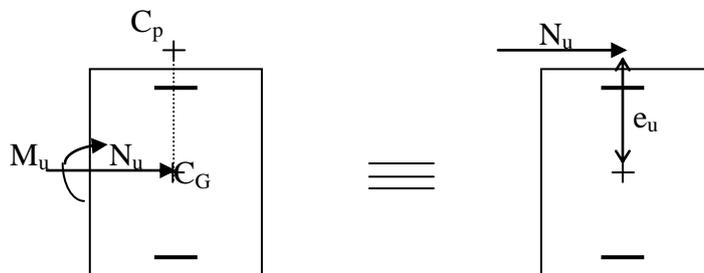
$d = h - c$  : Hauteur utile

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

### III-1-5 Calcul des armatures à l'ELU :

➤ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{1.94} = 0.38m = 0.4cm \\ \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c \end{array} \right.$$



$g$  : distance entre le centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

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

$N$  est un effort de compression. Donc, la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis en flexion composé.

a) Calcul en flexion simple (section fictive) :

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = 1.94 \left( 0.4 + \frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 0.815 \text{KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.815 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0,012 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.012$$

$$\beta = 0.994$$

➤ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.815 \times 10^3}{0.994 \times 7 \times 348} = 0.336 \text{ cm}^2.$$

b) **Calcul en flexion composée la section réelle :**

La section réelle des armatures est :

$$A_U = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.336 - \frac{1.94}{34.8} = 0.28 \text{ cm}^2$$

**III-1-7 Condition de non fragilité du béton (de la section minimal) :**

Généralement, le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire : **(BAEL 91/Art. A.4.2.1)**

$$A_U \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.4375} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left[ \frac{35 - 0.455 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} \right] = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_U = 0.28 < A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_u = A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{\text{adopté}} = 8\text{HA}8 = 4.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ... avec un espacement ...  $S_t = 20\text{cm}$ .

**III-1-8 Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{4.01}{4} = 1.01 \text{ [cm}^2\text{].}$$

Soit :  $7\text{HA}8 = 3.51 \text{ cm}^2$  ... avec un espacement ...  $S_t = 20\text{cm}$ .

**III-1-9 Vérification au cisaillement :**

**(BAEL91/Art A5.1. 1)**

Nous avons une fissuration préjudiciable, alors on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0.214 < \bar{\tau}_u = 2.5$  : La condition est vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. En effet, le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

**III-1-10 Vérification de l'adhérence des barres :** (BAEL /Art A 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \quad (\Psi_s = 1,5 \rightarrow \text{hautes adhérences}).$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : Somme de périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \Phi.$$

$$\sum u_i = 4 \cdot \pi \cdot 0.8 = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**III-1-11 Espacement des barres :**

Armatures principales :  $S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}.$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartitions :  $S_t < \min(4h, 45\text{cm}) = 40 \text{ cm}.$

$$S_t = 20 \leq 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**III-1-12 Ancrage des barres :** (BAEL91/Art A.6.1, 23)

La longueur de scellement  $L_s$  est donnée par :  $L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32\text{cm}.$

D'après le BAEL, on utilise un scellement d'une longueur de  $0.6 L_s = 19.20[\text{cm}]$  et un crochet normale  $\theta = 180^\circ.$

**III-1-13 : Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc, la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit, d'abord, vérifier les conditions suivantes :

- la contrainte dans les aciers  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- la contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

➤ **La contrainte de compression dans béton :** (BEAL 91/Art. A.4.5.23)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} fe , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec :  $\eta$  = coefficient de fissuration

On a des aciers  $\left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \Phi \geq 6\text{mm} \\ \text{Fe E400} \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.67, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[226.67, 201.63] = 201.63 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{s_t}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.9155 \Rightarrow K_1 = 44.17$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 46.58 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 46.58 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **La contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44.17} \times 46.58 = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.05 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS

**III-1-14 Vérification de l'acrotère au séisme :**

$$F_p < Q \qquad \qquad \qquad \text{(RPA 99/Art 6.2.3 Version 2003)}$$

Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

Avec : A: coefficient de horizontal pour les éléments secondaires (Zone III ... A = 0.25).

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère = 1.4375 KN

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant de 0.3 et 0.8 On prend :  $C_p = 0.3$

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.4375 = 0.43 \text{ KN}$$

$$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



## II-2 Plancher en dalle pleine

Il s'agit d'une dalle reposant sur quatre côtés. Pour son calcul, on utilise la méthode donnée par les règles BAEL 91.

### ➤ Mode de fonctionnement :

#### Calcul des efforts :

Soit  $L_x$ ;  $L_y$  : les distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par mètre linéaire.

On suppose que le panneau est simplement appuyé :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } L_x < L_y$$

$$\rho = \frac{5.60}{5.70} = 0.98 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

#### Calcul des moments de flexion

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

En tenant compte de la contrainte des panneaux, les moments, en travée et sur appuis, seront donnés par :

Moment en travée :  $0.75M_x$  et  $0.75M_y$

Moment sur appuis :  $0.5 M_x$

Avec :  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  coefficients donnés en fonction de coefficient de poisson  $\nu$

$\nu = 0$  à l'ELU

$\nu = 0.2$  à l'ELS

#### Remarque:

On a des charges et surcharges différentes dans le niveau RDC, premier étage et l'étage courant, c'est que n'a conduit à ferrailé chaque plancher.

**III-2-1 Plancher RDC :****➤ Combinaisons de charges**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 16.20 \text{ KN/ml}$$

**II-2-1-1 Ferrailage à l'ELU:**

Zone	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Espacement (cm)
En travée	X-X	14.67	0.061	0.968	3.35	5HA12=5.65	25
Sur appuis	X-X	9.78	0.040	0.980	2.20	5HA10=3.92	25
En travée	Y-Y	14.02	0.073	0.962	3.60	5HA12=5.65	25
Sur appuis	Y-Y	9.34	0.048	0.975	2.37	5HA10=3.92	25

**II-2-1-2 Vérification à l'ELU :****➤ Conditions de non fragilité :**

(BAEL 91 Art B-7-4)

**Armatures parallèle  $I_x$ :**

$$A_x = 6.15 \text{ cm}^2 \geq 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Armatures parallèle à  $I_y$ :**

$$A_y = 6.15 \text{ cm}^2 > 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.15 \text{ Mpa.}$$

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 517.10 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } L_y \text{ on a : } V_u^x = \frac{P}{2l_y + l_x} = 30.41 \text{ kN}$$

$$\text{Au niveau de } L_x \text{ on a : } V_u^y = \frac{P}{3l_y} = 30.24 \text{ KN.}$$

$$V_u = \max \{V_u^x; V_u^y\} = 30.41 \text{ KN}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 16 = 14.4 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = 0.02 \leq \bar{\tau} = 1.15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ Pour acier HA}$$

Avec  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 4\pi 14 = 175.84 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Espacement des barres

Sens l<sub>x</sub> : S<sub>t</sub> = 25cm ≤ {3h<sub>t</sub> ; 33cm} = 33cm.....Condition vérifiée

Sens l<sub>y</sub> : S<sub>t</sub> = 25cm ≤ {4h<sub>t</sub> ; 45cm} = 45cm.....Condition vérifiée

**II-2-1-3 Ferrailage à l'ELS :**

➤ Calcul des combinaisons des charges:

$$q_s = G + Q = 11.44 \text{ KN.m}$$

Zone	Sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	β	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Espacement (cm)
En travée	X-X	12.35	0.051	0.755	3.61	5HA12=5.65	25
Sur appuis	X-X	8.23	0.034	0.778	2.34	5HA10=3.92	25
En travée	Y-Y	11.97	0.063	0.744	3.98	5HA12=5.65	25
Sur appuis	Y-Y	7.98	0.041	0.767	2.57	5HA10=3.92	25

**II-2-1-4 Vérification à l'ELS :**

➤ Etat limite de compression du béton :

Pour une section rectangulaire b=100cm et h=20cm.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u^{\max}}{M_s^{\max}}$$

**An travée :** α = 0.07875 < 0.34.....Condition vérifiée

**Aux appuis:** α = 0.0510 < 0.34.....Condition vérifiée

➤ Vérification de la flèche :

(BAEL91/Art B-7-5)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la dalle.

l : Longueur libre de la plus grande travée.

$$A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$$

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$A_t$  : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$M_t$  : Moment max en travée.

$M_0$  : Moment max isostatique.

Vérification :

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{570} = 0.028 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{570} = 0.028 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14.67}{10 \times 19.56} = 0.075 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$A_t = 6.15 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 13}{400} = 13.65 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{M_{St} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$\bar{f}_v$  : Flèche admissible due aux déformations de longue durée .

$$L \geq 5m \quad \bar{f}_v = 0.5cm + \frac{L}{1000} = 1.07cm$$

$E_v$  : Module de déformation différée.

$$E_v = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721.4 \text{ MPa}$$

$M_{St}$  : Moment max de service en travée ( $M_{St} = 12.35 \text{ KN.m}$ )

$I_{fv}$  = Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda} \quad \text{Avec : } I_0 = \text{Moment d'inertie de la section homogénéisée .}$$

➤ **Calcul de  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{\left(\frac{bh^2}{2}\right) + 15A_t d}{B_0}$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times (16)^2}{2} + 15 \times 6.15 \times 13}{100 \times 16 + 15 \times 6.15} = 8.27 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.27 = 7.73 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times ((8.27)^3 + (7.73)^3) + 15 \times 6.15 \times (7.73 - 3)^2$$

$$I_0 = 36313.87 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  :**

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b \times d} \times 100 = \frac{6.15}{100 \times 13} \times 100 = 0.47 \Rightarrow \beta_1 = 0.896$$

$$\lambda = \frac{0.02 + f_{t28}}{\left[2 + 3 \frac{b}{b_0}\right] \times \rho} = \frac{0.02 + 2.1}{\left[2 + 3 \frac{100}{100}\right] \times 0.47} = 0.9$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A} = \frac{12.35 \times 10^3}{0.896 \times 13 \times 6.15} = 172.40 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 21}{4 \times 0.47 \times 172.40 + 21} = 0.10$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 36313.87}{1 + 0.47 \times 0.11} = 38021.37 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{12.35 \times 570^2 \times 10^3}{10 \times 10721.40 \times 10^2 \times 38021.37} = 0.01 \leq \bar{f} = 1.07 \text{ cm}$$

$f = 0.01 \leq \bar{f} = 1.07 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée

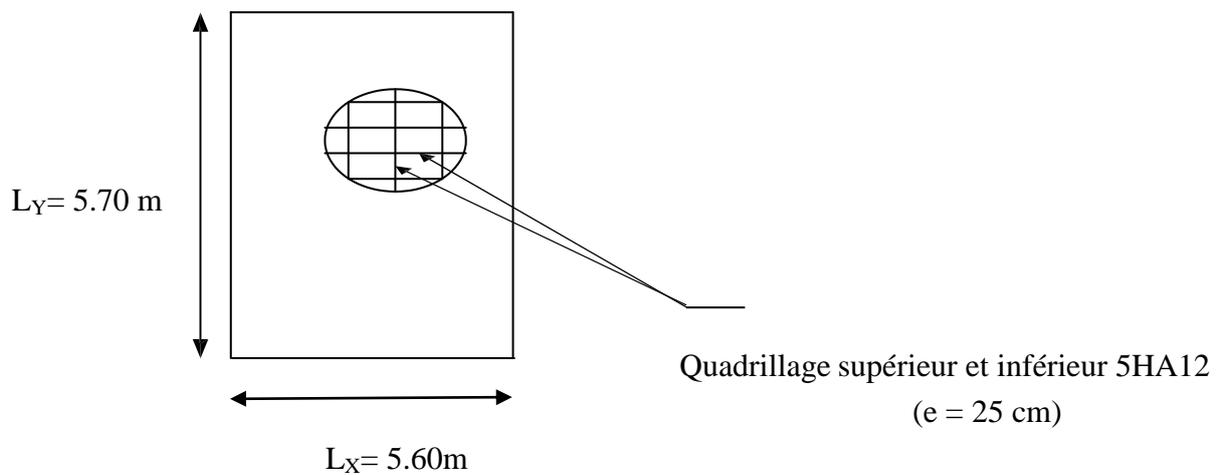


Schéma de ferrailage de la dalle pleine de RDC

### II-2-2 Première étage :

#### ➤ Combinaisons de charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12.44$$

#### II-2-2-1 Ferrailage à l'ELU:

Zone	Sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	β	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Espacement (cm)
En travée	X-X	11.26	0.048	0.975	2.55	5HA12=5.65	25
Sur appuis	X-X	7.51	0.029	0.985	1.68	5HA10=3.92	25
En travée	Y-Y	10.77	0.054	0.972	2.70	5HA12=5.65	25
Sur appuis	Y-Y	7.18	0.036	0.982	1.78	5HA10=3.92	25

**II-2-2-2 Vérification à l'ELU :**➤ **Conditions de non fragilité :**

(BAEL 91 /Art B-7-4)

**Armatures parallèle  $l_x$** 

$$A_x = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Armatures parallèle à  $l_y$  :**

$$A_y = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\tau_u = 0.16 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 1.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres**

$$\text{Sens } l_x : \quad S_t = 25 \text{ cm} \leq \{3h_t ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens } l_y : \quad S_t = 25 \text{ cm} \leq \{4h_t ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**II-2-2-3 Ferrailage a l'ELS :**➤ **Calcul des combinaisons des charges:**

$$q_s = G + Q = 8.94 \text{ KN.m}$$

Zone	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Espacement (cm)
En travée	X-X	9.65	0.040	0.768	2.77	5HA12=5.65	25
Sur appuis	X-X	6.44	0.027	0.792	1.80	5HA10=3.92	25
En travée	Y-Y	9.36	0.063	0.744	3.98	5HA12=5.65	25
Sur appuis	Y-Y	6.24	0.032	0.982	1.94	5HA10=3.92	25

**II-2-2-4 Vérification a l'ELS :**➤ **Etat limite de compression du béton :**Pour une section rectangulaire  $b=100\text{cm}$  et  $h=16\text{cm}$

**En travée :**

$\alpha = 0.0694 < 0.33$  .....Condition vérifiée

**Sur appuis:**  $\alpha = 0.0459 < 0.33$  .....Condition vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :** (BAEL91/Art B-7-5 )

$\frac{h}{l} = \frac{16}{570} = 0.028 < \frac{1}{16} = 0.0625$  .....Condition non vérifiée

$\frac{h}{l} = \frac{16}{570} = 0.028 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{11.26}{10 \times 15.02} = 0.075$  .....Condition non vérifiée

$A_t = 4.52 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 13}{400} = 13.65$  .....Condition vérifiée

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$f = 0.009 < \bar{f} = 1.07$  .....Condition vérifiée

**II-2-3 Plancher d'étage courant**

➤ **Combinaisons de charges :**

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.94$

**II-2-3-1 Ferrailage a l'ELU:**

Zone	Sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	β	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Espacement (cm)
En travée	X-X	9.91	0.042	0.979	2.24	5HA12=5.65	25
Sur appuis	X-X	6.60	0.028	0.986	1.48	5HA10=3.92	25
En travée	Y-Y	9.47	0.048	0.975	2.37	5HA12=5.65	25
Sur appuis	Y-Y	6.32	0.032	0.984	1.56	5HA10=3.92	25

**II-2-3-2 Vérification à l'ELU :**

➤ **Conditions de non fragilité :**

(BAEL 91/Art B-7-4)

**Armatures parallèle  $l_x$  :**

$A_x = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 1.30 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

**Armatures parallèle à  $l_y$  :**

$A_y = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.28 \text{ cm}^2$ .....Condition vérifiée.

**Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_u = 0.14 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 1.15 \text{ Mpa}$  .....Condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :**

➤  $\tau_{se} = 1.48 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$  .....Condition vérifiée

➤ **Espacement des barres**

Sens  $l_x$  :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \{3h_t ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée

Sens  $l_y$  :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \{4h_t ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée

**II-2-3-3 Ferrailage a l'ELS:**

➤ **Calcul des combinaisons des charges:**

$q_s = G + Q = 7.95 \text{ KN/ml}$

Zone	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Espacement (cm)
En travée	X-X	8.56	0.033	0.780	2.25	5HA12=5.65	25
Sur appuis	X-X	5.71	0.024	0.800	1.60	5HA10=3.92	25
En travée	Y-Y	8.32	0.042	0.766	2.66	5HA12=5.65	25
Sur appuis	Y-Y	5.54	0.030	0.786	1.72	5HA10=3.92	25

**II-2-3-4 Vérification a l'ELS :**

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

Pour une section rectangulaire b=100cm et h=16cm

**En travée :**

$\alpha = 0.0536 < 0.50$  .....Condition vérifiée

**Aux appuis:**

$\alpha = 0.0986 < 0.31$  .....Condition vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :** (BAEL91/Art B-7-5)

$\frac{h}{l} = \frac{16}{570} = 0.028 < \frac{1}{16} = 0.0625$  .....Condition non vérifiée

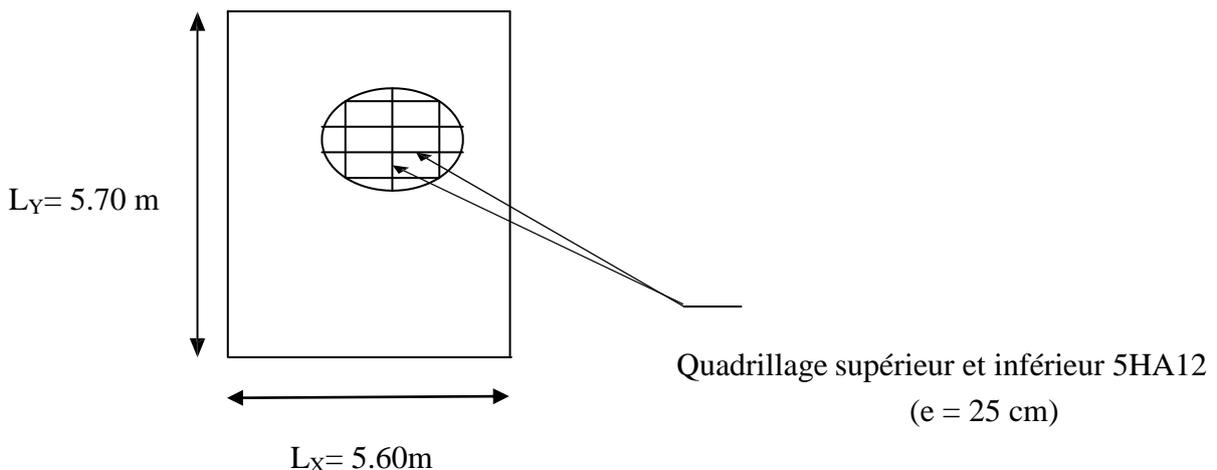
$\frac{h}{l} = \frac{16}{570} = 0.028 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{9.91}{10 \times 13.21} = 0.075$  .....Condition vérifiée

$A_t = 6.15 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 13}{400} = 13.65$  .....Condition vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$f = 0.008 < \bar{f} = 1.07$  .....Condition vérifiée



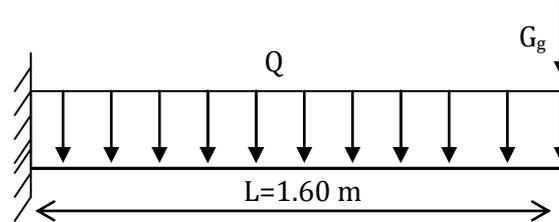
**Schéma de ferrailage de la dalle pleine de 1<sup>er</sup> étage et les étages courant**

### III-3-Porte à faux

Le porte-à-faux se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il, est soumis à deux charges Q et G. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml.

**Q** : charges et surcharges verticales revenant au porte-à-faux.

**G** : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.



**Fig. III.5. Schéma Statique**

#### III-3-1 Dimensionnement du porté à faux :

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du porte à faux}$$

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm} \quad \text{soit } e_p = 16 \text{ cm}$$

#### III-3-2 Charge et surcharge du porte à faux :

##### ➤ Charge Permanente :

##### Porte à faux :

N°	Eléments	Masse volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Epaisseur [m]	Charges [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Couche de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.16	4
5	Enduit en mortier	22	0.02	0.44
				G <sub>b</sub> = 5.64

**Grade corps:**

N°	Eléments	Masse volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Epaisseur [m]	Charges [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
2	Enduit en mortier de ciment	18	0.04	0.72
				Gg = 1.7

➤ **Charge d'exploitation :**

- Balcons pour les étages courants ...  $Q = 3,50 \text{ kN} / \text{m}^2$

**III-3-3 Calcul à L'ELU :**➤ **Combinaisons de charge :**

**Dalle pleine :**  $q_u = (1.35G + 1.5Q)1m = 12.86 \text{ KN} / m$

**Garde-corps:**  $q_g = (1.35 G_g)1m = 2.3 \text{ KN} / m$

➤ **Moment fléchissant :**

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_u = -\left(\frac{q_u L^2}{2} + q_g L\right) = -20.14 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

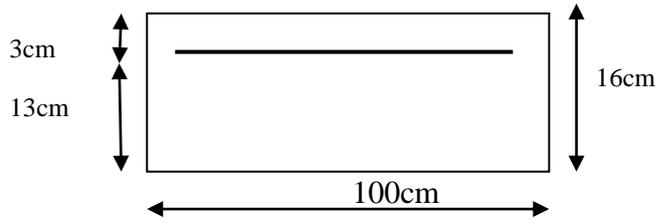
Le signe (-) indique que la fibre supérieure est tendue.

➤ **Effort tranchant :**

$$V_u = q_u L + q_{u1} = 22.88 \text{ KN}$$

**III-3-3-1 Ferrailage à l'ELU :**

➤ **Armatures principales**



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.14 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.084 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.084 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.14 \times 10^3}{0.956 \times 13 \times 348} = 4.65 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> ... Avec un espacement : St = 18cm

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup> ... Avec un espacement St = 18cm

**III-3-3-2 Vérifications à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :** (BAEL 91/Art 4.21)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la condition de l'adhérence des barres :** (BAEL 91/Art 6.13)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i &= 3.14 \times 5 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.96 \times 10}{0.9 \times 13 \times 18.84} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$  (fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{22.96 \times 10}{100 \times 13} = 0.176 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III-3-4 Vérification de l'écartement des barres :**

Armatures principales :  $S_t = 18 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée

Armatures secondaires:  $S_t = 18 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée

**III-3-5 Calcul à L'ELS :**

➤ **Combinaison de charge**

**Dalle pleine :**  $q_s = (G + Q)1\text{m} = 9.14 \text{ KN} / \text{ml}$

**Garde-corps:**  $q_{sg} = G_g \times 1\text{m} = 1.7 \text{ KN}$

➤ **Moment fléchissant**

Le moment total agissant aura la valeur  $M_s = - \left( \frac{q_s L^2}{2} + q_{sg} L \right) = -14.42 \text{ KN m}$

**Remarque :**

Le signe (-) indique que la fibre supérieure est tendue

**III-3-5-1 Ferrailage a l'ELS :**

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.42 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.060 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.060 \Rightarrow \beta = 0.746$$

$$A = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.42 \times 10^3}{0.746 \times 13 \times 348} = 4.27 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié.

### III-3-5-2 Vérifications à l'ELS:

#### ➤ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ⎧ La section est rectangulaire.
- ⎧ La nuance des aciers est FEe400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $e = 16 \text{ cm}$ , armée par des aciers de nuance FE 400 soit à vérifier  $\alpha$  .

$$\gamma = \frac{20.14}{14.42} = 1.4$$

$$\mu_u = 0.084 \Rightarrow \alpha = 0.1099 < \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée.

Donc le calcul de  $\sigma_{bc}$  n'est pas nécessaire.

#### ➤ Longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \sigma_s} \quad \text{Avec: } \sigma_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.53 \text{ mm} \quad \text{Soit} \quad L_s = 45 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

(BAEL91/Art B-7-5)

$h=16\text{cm}$

$L=160\text{cm}$

$A= 5.65 \text{ cm}^2$

$M_s=14.90 \text{ KN.m}$

$f_c=400\text{MPa}$

$\frac{h}{l} = \frac{16}{160} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$

$\frac{h}{l} = \frac{16}{160} = 0.1 = \frac{M_s}{10M_{st}} = \frac{14.90}{10 \times 14.90} = 0.1 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$

$A = 5.65 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 13}{400} = 13.65 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$

La deuxième condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f}$  ,  $\bar{f}$  : Fleche admissible due aux déformations de longue durée.

$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{165}{250} = 0.66$

$E_v$  : Module de déformation différée du beton .

$E_v = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721.4 \text{ MPa}$

$M_s$  : Moment max de service en travée ( $M_{st}=14.90 \text{ KN.m}$ )

$I_{fv}$  = Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda}$  Avec :  $I_0$  = Moment d'inertie de la section homogénéisée .

➤ **Calcul de  $I_0$  :**

$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$

$V_1 = \frac{\left(\frac{bh^2}{2}\right) + 15A_t d}{B_0}$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times (16)^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13}{100 \times 16 + 15 \times 5.65} = 8.25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.25 = 7.75 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times ((8.25)^3 + (7.75)^3) + 15 \times 5.65 \times (7.75 - 3)^2$$

$$I_0 = 36145.50 \text{ cm}^4$$

### Calcul des coefficients $\lambda$ et $\mu$ :

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 13} \times 100 = 0.43$$

$$\lambda = \frac{0.02 + f_{t28}}{\left[ 2 + 3 \frac{b}{b_0} \right] \times \rho} = \frac{0.02 + 2.1}{\left[ 2 + 3 \frac{100}{100} \right] \times 0.43} = 0.98$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{14.90 \times 10^3}{0.900 \times 13 \times 5.65} = 225.4 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.43 \times 225.4 + 2.1} = 0.99$$

$$I_{fV} = \frac{1.1 \times 36145.50}{1 + 0.43 \times 0.99} = 27888.1 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{14.90 \times 165^2 \times 10^3}{10 \times 10721.40 \times 10^2 \times 27888.1} = 0.0013 \leq \bar{f} = 0.66 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

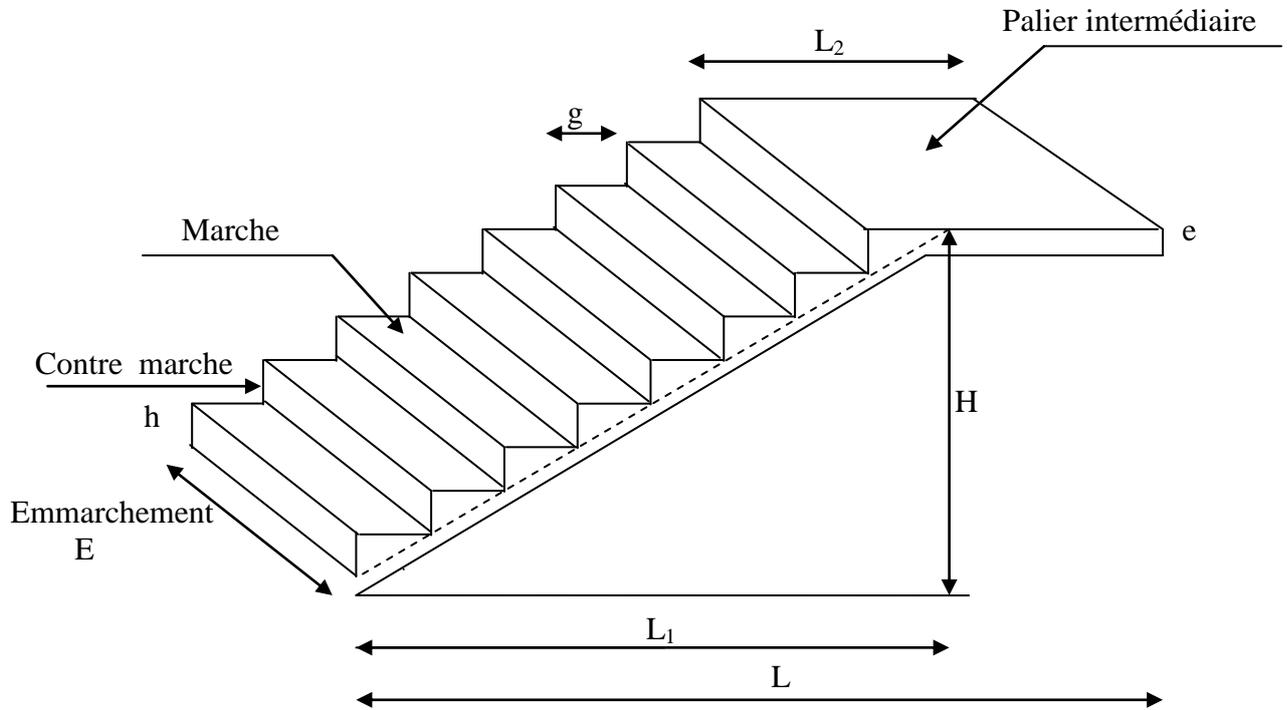
### Remarque :

Etant donné que la section d'acier du porte-à-faux est inférieure à celle de la dalle on opte pour le même ferrailage.



**III -4 - Calcul des escaliers**

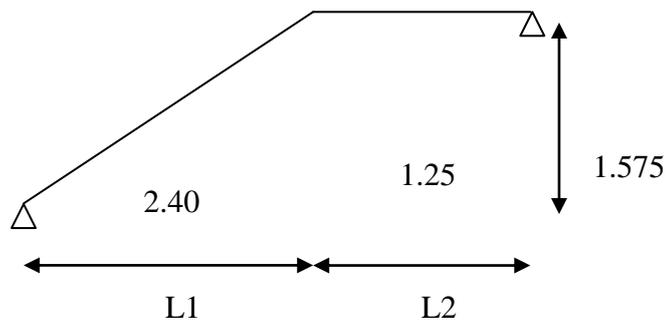
Le bâtiment comporte deux cages d'escaliers coulé sur place. Dans notre cas, nous allons calculer un seul type d'escaliers.



**Figure III-4-1 : Coupe verticale de l'escalier**

- g : giron
- h : hauteur de la contre marche
- e : épaisseur de la paillasse et du palier
- H : hauteur d'une volée
- L1 : portée projetée de la paillasse
- L2 : largeur du palier
- L : somme de la longueur de la paillasse et du palier

➤ **Schéma statique :**



Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

Généralement dans un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public:

$$14 \leq h \leq 20 \quad \text{et} \quad 22 \leq g \leq 33.$$

- Le nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h}$
- Le nombre de marches :  $m = n - 1$
- Le rapport ( $r = \frac{h}{g}$ ) est appelé raideur de l'escalier.
- L'emmarchement doit être  $\geq 1.20$  m
- La profondeur du palier de repos est :  $l_2 \geq 1.10$  ou  $l_2 \geq 3g$

**III -4 -1 Pré-dimensionnement :**

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.

On a :  $h = 17.5\text{cm}$  et  $g = 30\text{cm}$

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{157.5}{17.5} = 9$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

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

$59\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17.5) = 65 \leq 66\text{cm}$  .....la condition est vérifiée

L'emmarchement est de  $1.40 \text{ m} \geq 1.20\text{m}$ .....la condition est vérifiée

La profondeur du palier de repos est :  $l_2 = 1.55 \geq 1.10$  ..... la condition est vérifiée

**III -4-2 Pré dimensionnement de la pailasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$L_0 = L_1 + L_2$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{157.5}{240} = 0.656 \Rightarrow \alpha = 33.27^\circ$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos\alpha} + 125 = 412.05\text{cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{412.05}{30} \leq e_p \leq \frac{412.05}{20}$$

$$13.73 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.60\text{cm} \quad \text{on opte pour : } e_p = 15\text{cm}$$

**III -4-3 Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1m d'emmarchement.

**Charges permanentes :**

**Palier :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge G <sub>i</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
01	Poids propre de palier	25.00	0.15	3.75
02	Revêtement de carrelage	22.00	0.02	0.44
03	Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
04	Couche de sable	18.00	0.02	0.36
05	Enduit de ciment	18.00	0.015	0.27
<b>Totale G=5.22 kN/ml.</b>				

**Paillasse :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge G <sub>i</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
01	Poids propre de la paillasse	25.00	$\frac{e_p}{\cos\alpha} = 0.18$	4.49
02	Poids propre des marches	25.00	$\frac{h}{2} = 0.09$	2.19
03	Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
04	Revêtement de carrelage	22.00	0.02	0.44
05	Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
06	Couche de sable	18.00	0.02	0.36
07	Enduit de ciment	18.00	0.015	0.27
<b>Totale G = 8.36 kN/ml</b>				

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Palier et Paillasse :  $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

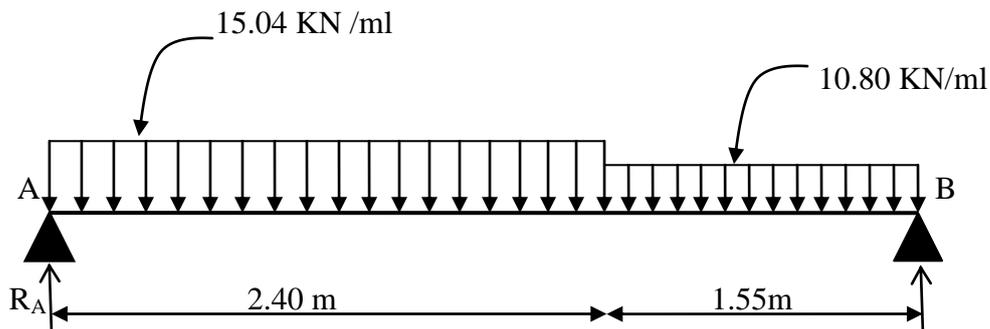
**III -4-4 Calcul a l'ELU :**

➤ **Calcul des sollicitations :**

**Combinaison des charges:**  $Q = 1.35 G + 1.5 Q$

Palier :  $Q = 1.35 \times 5.22 + 1.5 \times 2.5 = 10.80 \text{ KN/ml}$

Volée :  $Q = 1.35 \times 8.36 + 1.5 \times 2.5 = 15.04 \text{ kN/ml}$



➤ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F / yy' = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 25.84 \text{ kN}$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow R_B \times 3.95 = 10.80 \times 1.55 \times 3.175 + 15.04 \times 2.4 \times 1.20 = 96.46 \text{ kN}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} R_B = 24.42 \text{ kN} \\ R_A = 28.42 \text{ kN} \end{cases}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

a) **Calcul des moments fléchissant :**

Tronçons	expression	X(m)	M <sub>Y</sub> (kN.m)
0 ≤ x ≤ 2.40	$28.42X - 15.04 \times \frac{X^2}{2}$	0	0
		2.40	-24.90
2.40 ≤ x ≤ 3.95	$28.42X - 36.10(X - 1.2) - 10.80 \times \frac{(X - 2.40)^2}{2}$	2.40	-24.90
		3.95	0

Tableau III-4-1 : Calcul des moments fléchissant à l'ELU

**b) Calcul des efforts tranchant :**

Tronçons	expression	X(m)	T <sub>y</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 2.40	28.42 – 15.04X	0	28.42
		2.40	-7.68
2.40 ≤ x ≤ 3.95	– 7.68 – 10.80(X – 2.40)	2.40	-7.68
		3.65	-24.42

**Tableau III-4-2 :Calcul des efforts tranchants à l'ELU**

Point du moment max :  $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 28.42 - 15.04X = 0$

$\Rightarrow x = 1.90m$  D'où  $M_{\max} = 26.86 \text{ kN.m}$

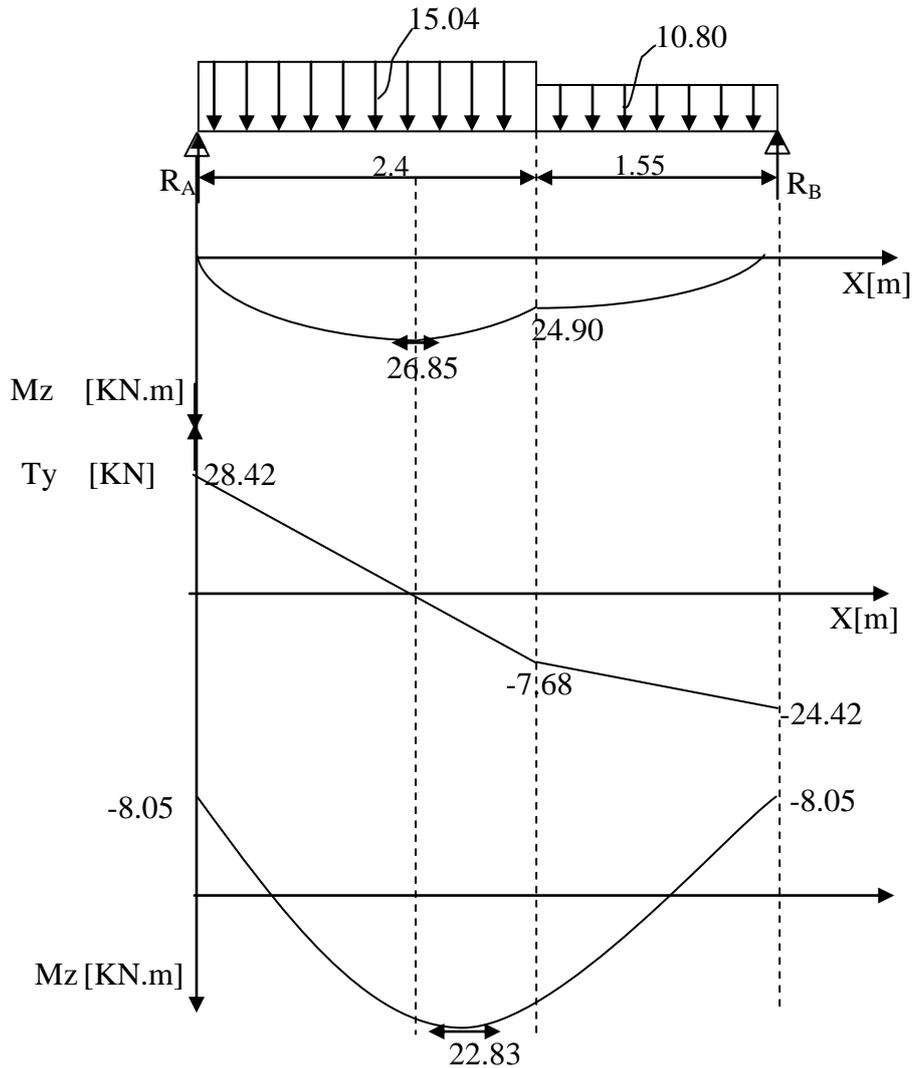
**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

**Sur appuis :**  $-0.3 M_{\max} = -0.3 \times 26.85 = -8.05 \text{ kN.m}$

**En travées :**  $0.85 M_{\max} = 0.85 \times 26.85 = 22.83 \text{ KN.m}$

**III -4-5 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants :**



**III -4-6 : Calcul des armatures:**

➤ **Armatures principales :**

**En travée**

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2f_{bc}} = \frac{22.83 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.095 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.095 \rightarrow \beta = 0.95$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.83 \times 10^3}{0.95 \times 13 \times 348} = 5.31 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA12 = 7.9 cm<sup>2</sup>/ml

Avec un espacement de 16cm

**Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.05 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0335 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0335 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{8.05 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA12 = 7.9 cm<sup>2</sup>/ml. Avec un espacement de 16cm

➤ **Armatures de répartition:**

**En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.9}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**En appui:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7\text{HA}8 = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 16cm.

**III -4-7 Vérification à l'ELU :**

➤ **Espacement des armatures :**

(BAEL.91.A.8.2, 42)

**Armatures principales :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\}$$

**En travées :**  $S_t = 16 < \min\{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ .....Condition vérifiée

**Sur appuis :**  $S_t = 16 < \min\{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ .....Condition vérifiée

**Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\}$$

**En travée :**  $S_t = 16 \text{ cm} < \min\{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ .....Condition vérifiée

**Sur appuis :**  $S_t = 16\text{cm} < \min\{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ .....Condition vérifiée

➤ **Condition de non fragilité :**

(BAEL.91.A.4.2.1)

$$A_{\min} < (A_a, A_t)$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 13 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 7.9\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2$  .....Condition vérifiée

**Aux appuis :**  $A_a = 7.9\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2$  .....Condition vérifiée

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{28.42 \cdot 10}{100 \times 13} = 0.22\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min\{3.33, 5\text{Mpa}\} = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2}{\delta_b} f_{c28}, 5\text{Mpa}\right\} = 3.33\text{MPa}$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** (BAEL 91, Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \text{MPa}$$

Avec  $\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.42 \times 10}{0.9 \times 13 \times 10.05} = 2.42\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement de barres longitudinales

➤ **Longueur de scellement :** (BAEL 91.A61.23)

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.42} \text{cm} = 33.06 \Rightarrow L_s = 34\text{cm}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis:**

**Sur le béton :**

$$V_{u\max} \leq \bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times b \times 0.9d}{\delta_b}$$

$$V_{u\max} = 44.06\text{KN} \leq \bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 100 \times 0.9 \times 17 \times 10^{-1}}{1.15} = 1020\text{KN} \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

**Influence sur le béton :**

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\max} = 28.42 \text{ kN} < \frac{0.4 \times 25 \times 10 \times 0.9 \times 13 \times 100}{1.5} = 78000 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur les armatures longitudinales inférieures:

On doit vérifier que :  $Aa \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right)$

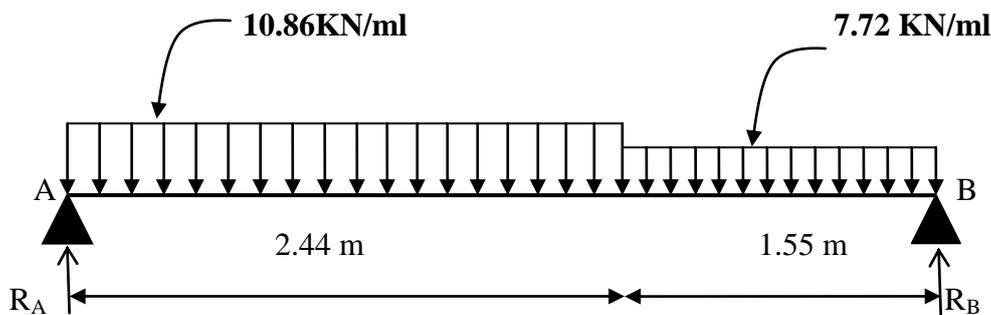
$Aa = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left( 28.42 - \frac{8.05 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) = -1.16 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**III -4-8 Calcul à l'ELS :**

➤ Combinaison de charges :  $Q = G + Q$

Palier :  $Q = 5.22 + 2.5 = 7.72 \text{ kN/ml}$

Volée :  $Q = 8.36 + 2.5 = 10.86 \text{ kN/ml}$



➤ Réactions d'appuis :

$\sum F / yy' = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 26.06 + 11.97 = 38.03 \text{ kN}$

$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow R_B \times 3.95 = 69.27$

$\begin{cases} R_B = 17.54 \text{ kN} \\ R_A = 20.49 \text{ kN} \end{cases}$

➤ Calcul des efforts internes :

Calcul des moments fléchissant :

Tronçons	expression	X(m)	M <sub>Y</sub> (kN.m)
0 ≤ x ≤ 2.40	$20.49X - 10.86 \times \frac{X^2}{2}$	0	0
		2.40	17.90
2.40 ≤ x ≤ 3.95	$20.49X - 26.06(X - 1.2) - 7.72 \frac{(X - 2.40)^2}{2}$	2.40	17.90
		3.95	0

Tableau III-4-3 : Calcul des moments fléchissant à l'ELS

**Calcul des efforts tranchant :**

Tronçons	expression	X(m)	T <sub>y</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 2.40	20.49 – 10.86X	0	20.49
		2.40	-5.57
2.40 ≤ x ≤ 3.95	– 5.57 – 7.72(X – 2.40)	2.40	-5.57
		3.65	-17.55

**Tableau III-4-4 :Calcul des efforts tranchants à l'ELS**

Point du moment max :  $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 20.49 - 10.86X = 0$

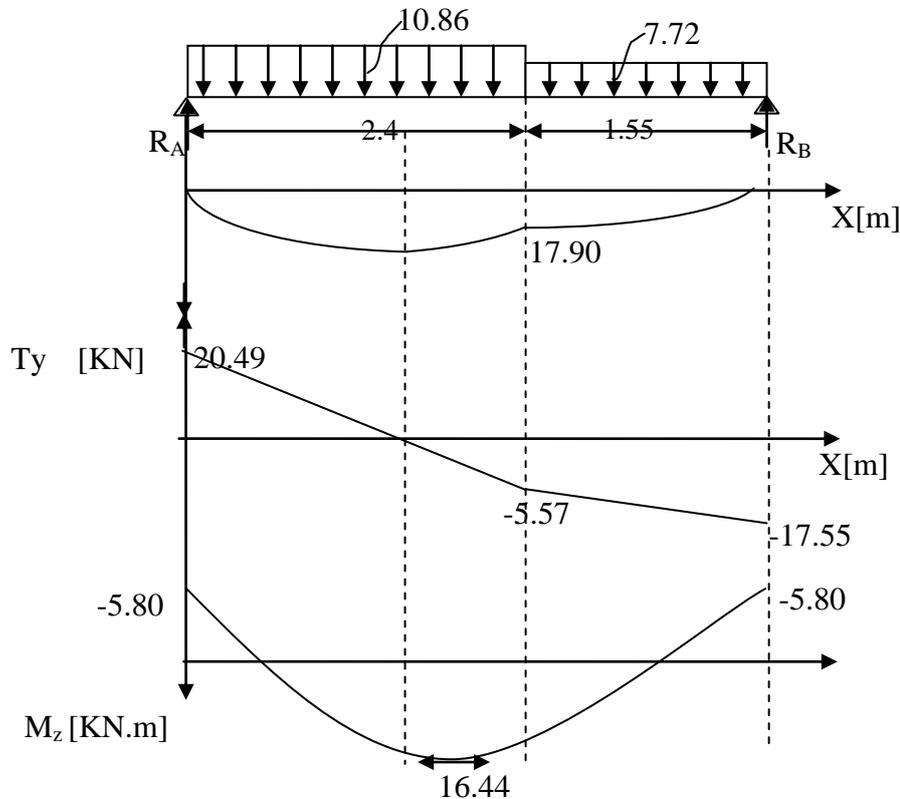
$\Rightarrow x = 1.90m$  D'où  $M_{\max} = 19.33 \text{ kN.m}$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

**Sur appuis :**  $-0.3 M_{\max} = -0.3 \times 19.33 = -5.80 \text{ kN.m}$

**En travées :**  $0.85 M_{\max} = 0.85 \times 19.33 = 16.44 \text{ kN}$

**III -4-9 Diagramme des efforts interne à l'ELS:****III -4-10 : Vérification à l'ELS:**➤ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, et aucune vérification n'est nécessaire dans ce cas. Alors, la section est justifiée vis-à-vis des ouvertures des fissures.

➤ **Etat limite de compression dans le béton :****Vérification des contraintes :**

**En travée:**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0,899 \\ K_1 = 34,50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16,42 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 248,67 \text{ MPa}$$

**Dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{248.67}{34.50} = 7.21MPa < 0.6 \times 25 = 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 248.67MPa < \overline{\sigma_s} = 348MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.929 \\ K_1 = 55.42 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.80 \times 10^3}{0.929 \times 13 \times 2.51} = 191.34MPa$$

On doit vérifier les relations suivantes

**Dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{191.34}{55.42} = 3.45MPa < 0.6 \times 25 = 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 191.34MPa < \overline{\sigma_s} = 348MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation :** (BAEL 91 Art B.6.5.3)

Les conditions à vérifier au préalable sont :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{575} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{575} = 0.04 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{39.58}{10 \times 46.57} = 0.08 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 10.77 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 17 \times 10^{-3}}{2.1} = 3.4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{M_{St} x L^2}{10 x E_v x I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$L=3.95m \leq 5m$  : Flèche admissible due aux déformations est égale à  $\frac{L}{500}$  .

$E_v$  : Module de déformation différée .

$$E_v = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721.40 \text{ MPa}$$

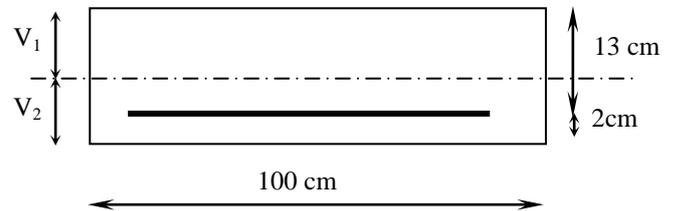
$M_{St}$  : Moment max de service en travée ( $M_{St}=16.44\text{KN.m}$ )

$I_{fv}$  = Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda} \quad \text{Avec : } I_0 = \text{Moment d'inertie de la section homogénéisée .}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$



$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 13) = 12351.75 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

$$B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 5.65) = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times ((7.79)^3 + (7.21)^3) + 15 \times 5.65 \times (7.21 - 2)^2 = 30551.61 \text{ cm}^4$$

### Calcul des coefficients $\lambda$ et $\mu$ :

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 13} \times 100 = 0.43$$

$$\lambda = \frac{0.02 + f_{t28}}{\left[2 + 3 \frac{b}{b_0}\right] \times \rho} = \frac{0.02 \times 21}{\left[2 + 3 \frac{100}{100}\right] \times 0.43} = 0.42 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16.42 \times 10^3}{0.899 \times 13 \times 5.65} = 248.67 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 21}{4 \times 0.42 \times 248.67 + 21} = 0.084$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda} \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times 30551.61}{1 + 0.084 \times 0.42} = 32461.53 \text{cm}^4$$

$$f = \frac{16.44 \times 395^2}{10 \times 10721.40 \times 10^{-1} \times 32461.63} = 0.0078 \leq \bar{f} = 0.79$$

$f = 0.0078 < \bar{f} = 0.79$  ..... Condition vérifiée

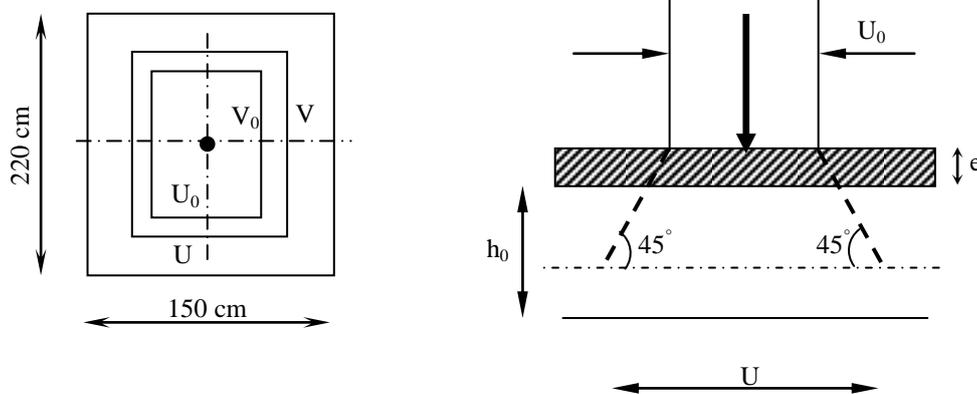


### III-5- Etude de la salle machine :

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur. Dans ce cas, nous allons, également, calculer une seule cage. Sa surface est de  $1.5 \times 2.2 = 3.3 \text{ m}^2$  et la charge totale, que transmet le système de levage et la cabine chargée, est de 9 t.

#### III-5- 1 Calcul de la dalle pleine du local :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD fournissant des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges en suivant la petite et la grande portée.



#### III-5-2 Dimensionnement :

l'épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\frac{150}{50} = 3 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{150}{40} = 3.75 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

ht doit être au moins égale à 12cm

(RPA99 version 2003)

Soit : ht = 15cm

Avec:

$h_0$  : Epaisseur de la dalle ( $h_0 = 15 \text{ cm}$ )

$e$  : Epaisseur du revêtement ( $e = 0 \text{ cm}$ )

$$U = U_0 + 2.e + h_0 = 80 + 2 \times 0 + 15 = 95$$

$$V = V_0 + 2.e + h_0 = 80 + 2 \times 0 + 15 = 95$$

**III-5-3 Calcul à l'ELU :****➤ Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage à l'ELU :**

$$Q_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$M_x = Q_U (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = Q_U (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de Poisson ( $\nu=0$  à ELU et  $\nu=2$  à ELS)

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients déterminés à partir des rapports ( $U/L_x$ ) ; ( $V/L_y$ ) dans les abaques de PIGEAUD

**➤ Application :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{220} = 0.68$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{95}{1.50} = 0.63$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{95}{2.20} = 0.43$$

D'où :  $M_1 = 0.104$  et  $M_2 = 0.064$

$$Q_U + 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5$$

$$M_{x1} = 121.5 \times 0.104 = 12.64 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 121.5 \times 0.064 = 7.78 \text{ KNm}$$

**➤ Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times Q_U \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$U_x$  et  $U_y$  : Coefficients déterminés à partir des rapports ( $L_x/L_y$ ) dans les abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{220} = 0.68 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0707 \\ \mu_y = 0.408 \end{cases}$$

➤ **Application :**

Poids de la dalle :  $G = 25 \times 0.15 = 3,75 \text{ KN} / \text{m}^2$

Avec :  $Q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 1) = 6.56 \text{ KN} / \text{mL}$

$$M_{x2} = 0,0707 \times 6.56 \times (1.5)^2 = 1.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.408 \times 1.04 = 0.42 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments à l'ELU:**

$$M_x = M_{1x} + M_{2x}$$

$$M_y = M_{1y} + M_{2y}$$

$$M_x = 12.64 + 1.04 = 13.68 \text{ KNm}$$

$$M_y = 7.78 + 0.42 = 8.2 \text{ KNm}$$

**III-5-4 Ferrailage à l'ELU :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m

➤ **Remarque :**

Afin de tenir compte de semi-encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et -0.3 sur appuis.

Zone	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Espacement (cm)
En travée	X-X	11.63	0.057	0.970	2.87	6HA10=3.92	20
Sur appuis	X-X	4.10	0.017	0.921	0.91	6HA10=3.92	20
En travée	Y-Y	6.97	0.029	0.985	1.56	6HA10=3.92	20
Sur appuis	Y-Y	2.46	0.010	0.995	0.57	6HA10=3.92	20

**III-5-5 Vérification à l'ELU :**➤ **Condition de non fragilité :**

(ArtA421, BAEL 91)

$$A > A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{\left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right)}{2}$$

Avec :

$\rho_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,008 \text{ ‰}$ )

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0.68)}{2} = 1.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\max}} = 3.14\text{cm}^2 \succ A_{\min} = 1.40\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{a_{\max}} = 2.01\text{cm}^2 \succ A_{\min} = 1.40\text{cm}^2$$

➤ **Diamètre minimal des barres :** (Art A.7.2.1, BAEL91)

$$\phi_{\max} = 12\text{mm} \leq \frac{h_0}{10}$$

$$\phi_{\max} = 12\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ecartement des barres :** (Art A82.42, BAEL91)

**- Armatures parallèles à l<sub>x</sub> :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\}$$

En travées :  $S_t = 20 \leq \min\{99 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

**- Armatures parallèles à l<sub>y</sub> :**

$$S_t \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\}$$

En travée :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \prec 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Au milieu de L<sub>x</sub> :**

$$V_{\max} = \frac{Q_U l_x l_y}{2U + V} = \frac{121.5 \times 1.5 \times 2.2}{3 \times 0.95} = 140.68\text{KN}.$$

**Au milieu de l<sub>y</sub> :**

$$V_{\max} = \frac{Q_U l_x l_y}{3U} = \frac{121.5 \times 1.5 \times 2.2}{3 \times 0.95} = 140.68\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{140.68 \times 10}{100 \times 13} = 1.08\text{Mpa} \prec 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est récusée.

➤ **Condition de non poinçonnement :** (Art5.2.42, BAEL 91)

$$Q_U \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U<sub>c</sub> : périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan de feuillet moyen .

$$U_c = 2(U+V) = 2(0.95+0.95) = 3.80\text{m}.$$

$$Q_U = 121.5 \prec 0.045 \times 3.80 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 427.50\text{KN} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

**III-5-6 : Calcul à l'ELS :****➤ Moments engendrés par le système de levage à l'ELS :**

$$Q_s = G + Q$$

$$v = 0.2.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_s (M_1 + v.M_2) \\ M_{y1} = Q_s (M_2 + v.M_1) \end{cases}$$

**➤ Application :**

$$Q_s = 90 + 0 = 90 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 90 \times (0.104 + 0.2 \times 0.064) = 10.53 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 90 \times (0.064 + 0.2 \times 0.104) = 7.63 \text{ KNm} \end{cases}$$

**➤ Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  dus au poids propre de la dalle à l'ELS :**

$$Q_s = G + Q$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{sx2} \end{cases}$$

**➤ Application :**

$$Q_s = 25 \times 0.15 + 1 = 4.75 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0707 \times 4.75 \times (1.5)^2 = 0.76 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.408 \times 0.76 = 0.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**➤ Superposition des moments à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{sx} = M_{x1} + M_{x2} \\ M_{sy} = M_{y1} + M_{y2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{sx} = 10.53 + 0.76 = 11.29 \text{ KNm} \\ M_{sy} = 7.63 + 0.31 = 7.94 \text{ KNm} \end{cases}$$

**III-5-7 Ferrailage à l'ELS :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m

**➤ Remarque:**

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et -0.3 sur appuis.

Zone	Sens	M <sub>u</sub> (KN. m)	μ	β	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Espacement (cm)
En travée	X-X	9.60	0.047	0.975	2.36	6HA10	20
Sur appuis	X-X	3.39	0.016	0.992	1.00	6HA10	20
En travée	Y-Y	6.75	0.030	0.985	1.64	6HA10	20
Sur appuis	Y-Y	2.38	0.010	0.995	0.60	6HA10	20

**III-5-8 Vérification à L'ELS :**

➤ **Contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28}$$

**Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.260 \Rightarrow \begin{cases} k = 46.73 \\ \beta_1 = 0.919 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_a} = \frac{9.60 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 277.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.93 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \begin{cases} k = 59.63 \\ \beta_1 = 0.933 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \sigma_s = \frac{3.39 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 150.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2.52 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Remarque :**

Selon le sens le plus défavorable, les conditions sont toutes vérifiées, donc elles sont également vérifiées dans l'autre sens.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens de la petite portée (xx)**

**En travée :**

$$\gamma = \frac{11.63}{9.60} = 1.21$$

$$\mu_u = 0.047 \Rightarrow \alpha = 0.0615$$

$$\alpha = 0.0615 < \frac{1.21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.36 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur Appuis :**

$$\gamma = \frac{4.10}{3.39} = 1.21$$

$$\mu_u = 0.016 \Rightarrow \alpha = 0.0201$$

$$\alpha = 0.0201 < \frac{1.21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.36 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens de la grande portée (yy)**

**En travée :**

$$\gamma = \frac{6.97}{6.75} = 1.03$$

$$\mu_u = 0.030 \Rightarrow \alpha = 0.0381$$

$$\alpha = 0.0381 < \frac{1.03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.27 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur Appuis :**

$$\gamma = \frac{2.46}{2.38} = 1.03$$

$$\mu_u = 0.010 \Rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\alpha = 0.0126 < \frac{1.03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.27 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.



**IV-1 Introduction :**

On possède différents programmes de calcul qui nous permettent de résoudre les problèmes de calcul des structures et de les contrôler en peu de temps, comme SAP2000, ROBOTS et ETABS.

Dans notre cas on a choisie l'ETABS.

**IV-2 Description de l'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses****Building Systems):**

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de Génie civil.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformation du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

**IV-3 Les étapes de modélisation :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- Définition des charges (G, Q)
- Introduction du spectre de réponse (E), selon le RPA99/version 2003.
- Définition du séisme.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

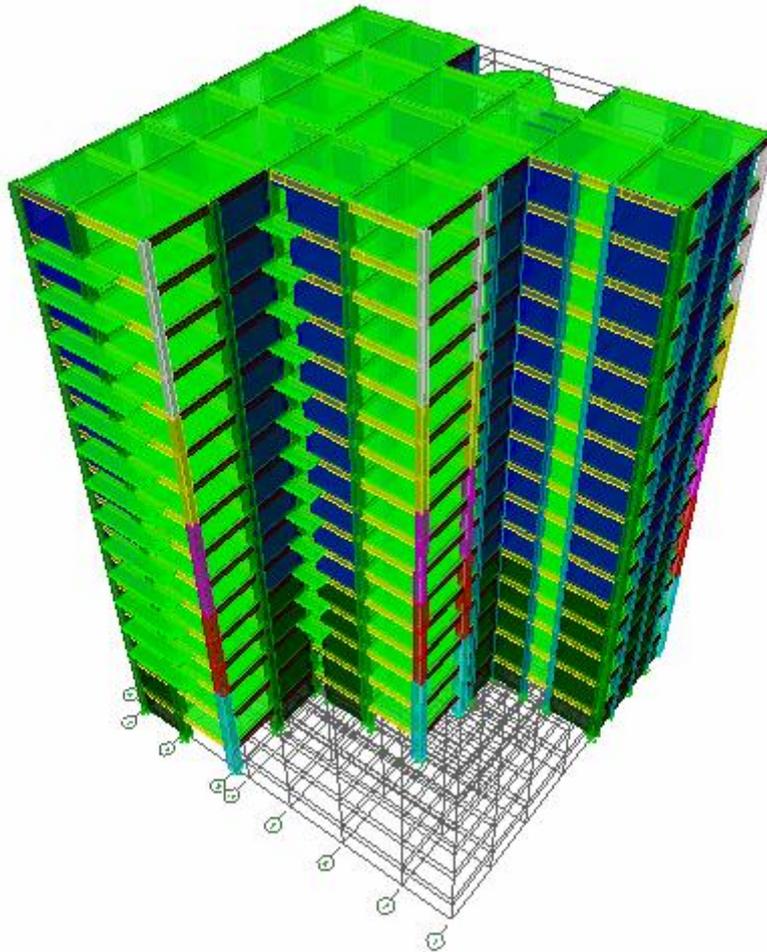


Figure IV-1 : La structures en trios dimension

#### IV- 4 Définition du spectre de réponse :

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un éventuel séisme.

➤ Caractéristiques du spectre de réponse :

(RPA 99/ VERSION 2003)

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

- Coefficient d'accélération de zone  $A=0.3$  (Tableau 4-1)
- Coefficient de comportement  $R=5$ (Tableau 4-3)
- Facture de qualité  $Q=1.2$  (Tableau 4-4)
- Régularité en plan 0.5
- Contrôle de la quantité des martiaux 0.5
- Contrôle de la quantité de l'exécution 0.5
- Coefficient d'amorcement  $\xi=0.85$  (Tableau 4-2)
- Catégorie de site S2 (Tableau 4-7)

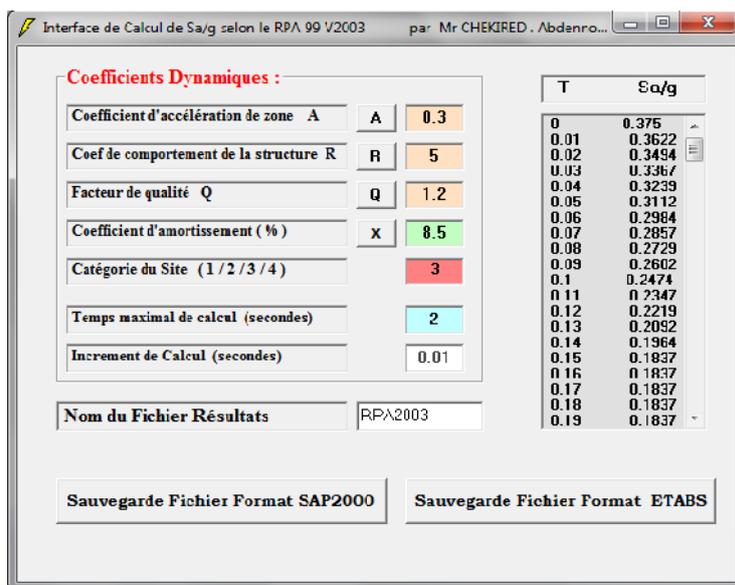


Figure IV-2 : Spectre de réponse

**IV-5 Vérification des exigences du RPA :**

**IV- 5-1 Vérification de l’effort tranchant à la base :**

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base ( $V_{Dyn}$ ), obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques, déterminée par la méthode statique équivalente ( $V_{MSE}$ ) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

➤ **Calcul de l’effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{Dyn} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T \quad \text{(Formule 4-6 / RPA 99 / Version 2003)}$$

Les valeurs de A, D, et  $T_2$  sont données dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeurs	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.33	Tableau 4.1
Période caractéristique $T_2$	0.5 sec	Tableau 4.7
Facteur d’amplification D	$D_x=1.48$	formule 4.2
	$D_y=1.50$	

On opted:  $V_{dyn} = 0.106 \times W_T$

$W_T$  : poids total de la structure

**Effort sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales donnée par ETABS :**

Load	FX	FY
SPEC1	1888.62	1164.66

**Efforts sismiques détermines par la méthode statique équivalente donnée par ETABS :**

Load	FX	FY
MSEX	1328.09	0
MSEY	0	1353.15

$V_{Xdny} = 1888.62t \geq 80\%V_{MSE} = 1062.47t$ .....Condition Vérifiée

$V_{Ydny} = 1164.66t \geq 80\%V_{MSE} = 1082.52t$ .....Condition Vérifiée

**IV-5-2 La période :**

(Art4.2.4 RPA99 /Version 2003)

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

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.01	0.13	66.16	1.1533	0.13	66.16	1.1533
2	0.96	44.88	0.13	21.3496	45.01	66.28	22.5029
3	0.71	20.98	1.32	44.7658	65.98	67.60	67.2687
4	0.26	0.35	15.93	0.0043	66.33	83.53	67.2729
5	0.24	9.54	0.30	6.2994	75.87	83.82	73.5724
6	0.18	7.51	0.12	9.5628	83.39	83.94	83.1352
7	0.11	0.17	6.09	0.0079	83.56	90.03	83.1431
8	0.11	3.15	0.14	2.5155	86.71	90.17	85.6586
9	0.08	2.81	0.03	3.4489	89.52	90.20	89.1075
10	0.07	0.01	3.23	0.0163	89.52	93.43	89.1238
11	0.06	1.73	0.00	1.2965	91.25	93.43	90.4203
12	0.05	1.43	0.02	1.8184	92.69	93.45	92.2386

**Tableau IV-2- Période et participation massique**

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$T = C_T \cdot x h_N^{3/4}$  (Art 4-6 RPA99/ Version 2003)

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

$C_T$  : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$C_T$  : Est donné par (Tableau 4-6/RPA99, version 2003).

Le contreventement est assuré partiellement ou totalement par les voiles :  $C_T=0.05$

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$T_{analytique} = 1.01 \text{ sec}$

La première formule empirique donne :

$T_{empirique} = 0.05 \times (51.35)^{3/4} = 0.95 \text{ sec}$

$T_{empirique} < T_{analytique}$  .....Condition vérifiée

### IV- 5-3 Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure . (Article 4-3-4 / RPA99, version 2003)

Le mode fondamental est un mode de translations, une translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 66.16% et une autre suivant X avec une mobilisation de masse de 44.88 %.

La somme des masses modales dépasse 90 % de la masse totale du bâtiment, d'où **la condition du RPA est vérifiée.**

### IV-5-4 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré en suivant chaque direction.

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

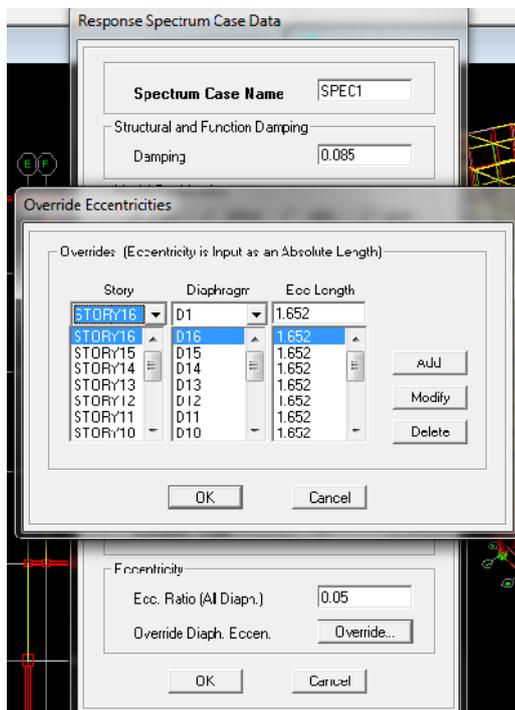
**Suivant le sens X-X :** On doit vérifier que :  $|X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\%L_X$

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	5% $L_X$	Condition
STORY1	D1	19.15	19.913	-0.763	1.625	Condition vérifiée
STORY2	D2	19.176	19.42	-0.244	1.625	Condition vérifiée
STORY3	D3	18.965	19.301	-0.336	1.625	Condition vérifiée
STORY4	D4	18.936	19.319	-0.383	1.625	Condition vérifiée
STORY5	D5	18.945	19.381	-0.436	1.625	Condition vérifiée
STORY6	D6	18.93	19.46	-0.53	1.625	Condition vérifiée
STORY7	D7	18.96	19.554	-0.594	1.625	Condition vérifiée
STORY8	D8	18.993	19.662	-0.669	1.625	Condition vérifiée
STORY9	D9	18.993	19.777	-0.784	1.625	Condition vérifiée
STORY10	D10	19.011	19.896	-0.885	1.625	Condition vérifiée
STORY11	D11	19.028	20.021	-0.993	1.625	Condition vérifiée
STORY12	D12	19.028	20.144	-1.116	1.625	Condition vérifiée
STORY13	D13	19.043	20.263	-1.22	1.625	Condition vérifiée
STORY14	D14	19.056	20.375	-1.319	1.625	Condition vérifiée
STORY15	D15	19.056	20.472	-1.416	1.625	Condition vérifiée
STORY16	D16	18.981	20.55	-1.569	1.625	Condition vérifiée

**Suivant le sens Y-Y :** On doit vérifier que :  $|YCM - YCR| \leq 5\%L_y$

Story	Diaphragme	YCM	YCR	YCM-YCR	5% L <sub>y</sub>	Condition
STORY1	D1	19.546	21.492	-1.946	1.652	Condition non vérifiée
STORY2	D2	19.348	18.351	0.997	1.652	Condition vérifiée
STORY3	D3	19.616	16.78	2.836	1.652	Condition non vérifiée
STORY4	D4	19.666	16.233	3.433	1.652	Condition non vérifiée
STORY5	D5	19.676	15.966	3.71	1.652	Condition non vérifiée
STORY6	D6	19.692	15.825	3.867	1.652	Condition non vérifiée
STORY7	D7	19.685	15.749	3.936	1.652	Condition non vérifiée
STORY8	D8	19.674	15.705	3.969	1.652	Condition non vérifiée
STORY9	D9	19.674	15.684	3.99	1.652	Condition non vérifiée
STORY10	D10	19.667	15.676	3.991	1.652	Condition non vérifiée
STORY11	D11	19.662	15.676	3.986	1.652	Condition non vérifiée
STORY12	D12	19.662	15.679	3.983	1.652	Condition non vérifiée
STORY13	D13	19.656	15.683	3.973	1.652	Condition non vérifiée
STORY14	D14	19.653	15.682	3.971	1.652	Condition non vérifiée
STORY15	D15	19.653	15.676	3.977	1.652	Condition non vérifiée
STORY16	D16	19.635	15.666	3.969	1.652	Condition non vérifiée

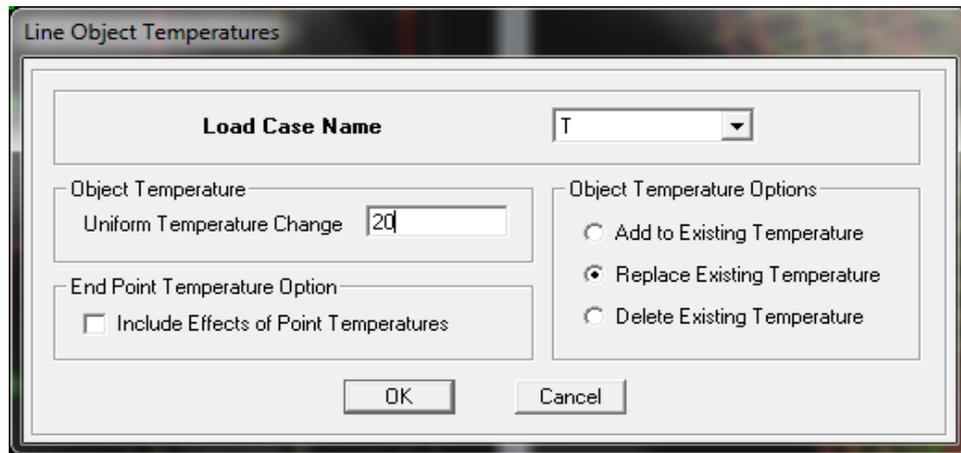
L'excentricité accidentelle n'est pas vérifiée par rapport à Y. On rajoute au spectre de réponse les 5% L<sub>y</sub> pour les étages qui ont pas vérifiées la condition de l'excentricité.



FigureIV-3 Majorations de l'excentricité dans le sens considéré

**IV-5-5 La dilatation thermique :**

Vu que notre structure dépasse 30 mètres, on a été contraint d'introduire l'effet de la température .



**FigureIV-4 : Introduction de l'action de la température**

**IV-5-6 Justification vis à vis de l'effet P-Δ**

Et de vérifier, aussi, que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) sont négligeables.

$$\theta = P_K \Delta_K / V_K h_K \leq 0.10$$

STORY	hi	Δx	Δy	P <sub>x</sub>	P <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	θ <sub>x</sub>	θ <sub>y</sub>	Condition
STORY16	3.15	0.001	0.001	63.58	63.58	127.29	157.02	0.000146	0.00012	Condition vérifiée
STORY15	3.15	0.001	0.001	76.75	76.75	251.05	294.95	9.3E-05	8.08E-05	Condition vérifiée
STORY14	3.15	0.001	0.001	76.75	76.75	351.81	403.20	6.86E-05	6.17E-05	Condition vérifiée
STORY13	3.15	0.001	0.001	76.94	76.94	435.88	495.22	5.71E-05	5.25E-05	Condition vérifiée
STORY12	3.15	0.001	0.001	77.19	77.19	509.63	576.15	5.03E-05	4.71E-05	Condition vérifiée
STORY11	3.15	0.001	0.001	77.19	77.19	575.74	647.90	4.53E-05	4.32E-05	Condition vérifiée
STORY10	3.15	0.001	0.001	77.44	77.44	635.53	712.43	4.13E-05	4.01E-05	Condition vérifiée
STORY9	3.15	0.001	0.001	77.76	77.76	689.83	771.46	3.81E-05	3.75E-05	Condition vérifiée
STORY8	3.15	0.001	0.001	77.76	77.76	738.95	825.84	3.49E-05	3.48E-05	Condition vérifiée
STORY7	3.15	0.001	0.001	78.27	78.27	783.50	876.32	3.19E-05	3.22E-05	Condition vérifiée
STORY6	3.15	0.001	0.001	78.94	78.94	823.65	922.76	2.89E-05	2.94E-05	Condition vérifiée
STORY5	3.15	0.001	0.001	79.12	79.12	858.98	964.27	2.54E-05	2.6E-05	Condition vérifiée
STORY4	3.15	0.001	0.001	79.76	79.76	889.62	1000.58	2.16E-05	2.23E-05	Condition vérifiée
STORY3	3.5	0.001	0.001	84.51	84.51	917.82	1033.46	1.58E-05	1.65E-05	Condition vérifiée
STORY2	3.85	0.000	0.000	89.87	89.87	943.85	1061.66	8.8E-06	1.01E-05	Condition vérifiée
STORY1	3.05	0.000	0.000	86.84	86.84	962.86	1079.05	0	0	Condition vérifiée

**IV-5-7 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations de l'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition

suivante :

$$\frac{N_d}{B_C f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :  $N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton  $N_d = 183.34t$

$B_c$  : l'aire (section brute) de la section de béton  $B_c = 0.80m^2$

La résistance caractéristique du béton  $f_{c28} = 25Mpa$

$$\frac{183.34}{0.8 \times 0.8 \times 25 \times 10^2} = 0.11 \leq 0,30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Les exigences de RPA sont vérifiées, ce qui nous permettra de passer à la phase de ferrailage de la structure.



Pour les poutres transversales suivantes Y-Y (30x55) :

A mi-travée :

zone	I	II	III	IV	V	VI
$A_{sup} (cm^2)$	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986

Armature supérieure :

zone	I	II	III	IV	V	VI
$A_{sup} (cm^2)$	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986

Armature inférieure :

zone	I	II	III	IV	V	VI
$A_{sup} (cm^2)$	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986

Les poutres sous voile :

A mi-travée :

zone	I	II	III	IV	V	VI
$A_{sup} (cm^2)$	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986

Armature supérieure :

zone	I	II	III	IV	V	VI
$A_{sup} (cm^2)$	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986

Armature inférieure :

zone	I	II	III	IV	V	VI
$A_{sup} (cm^2)$	4.986	10.962	13.833	14.114	13.073	12.009

Pour les poutres longitudinales suivantes X-X (30x50) :

A mi-travée :

zone	I	II	III	IV	V	VI
$A_{sup} (cm^2)$	4.502	4.502	4.502	4.502	4.502	4.502

Armature supérieure :

zone	I	II	III	IV	V	VI
$A_{sup} (cm^2)$	4.502	4.502	4.502	4.502	4.502	4.502

Armature inferieure :

zone	I	II	III	IV	V	VI
$A_{sup} (cm^2)$	4.502	4.502	4.502	4.502	4.502	4.502

On ferraille les poutres qui sont relié à un voile.

Les recommandations du RPA :

➤ Pourcentage minimal des armatures sur toute la longueur de la poutre :

$$A_{min} = 0.5\% (b.h)$$

Poutre transversale :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 55 = 8.25 \text{ cm}^2$

A mi-travée :

zone	$A_{RPA} (cm^2)$	$A_{Cal} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	Ferraillage	$A_{adopté} (cm^2)$
I	8.25	9.972	9.972	2HA16+1HA14	11.12
II	8.25	9.972	9.972	2HA16+1HA14	11.12
III	8.25	9.972	9.972	2HA16+1HA14	11.12
IV	8.25	9.972	9.972	2HA16+1HA14	11.12
V	8.25	9.972	9.972	2HA16+1HA14	11.12
VI	8.25	9.972	9.972	2HA16+1HA14	11.12

Armature supérieure et inferieure :

zone	$A_{RPA} (cm^2)$	$A_{Cal} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	Ferraillage	$A_{adopté} (cm^2)$
I	8.25	9.972	9.972	2HA16+1HA14	11.12
II	8.25	9.972	9.972	2HA16+1HA14	11.12
III	8.25	9.972	9.972	2HA16+1HA14	11.12
IV	8.25	9.972	9.972	2HA16+1HA14	11.12
V	8.25	9.972	9.972	2HA16+1HA14	11.12
VI	8.25	9.972	9.972	2HA16+1HA14	11.12

poutre longitudinale :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$

A mi-travée :

zone	$A_{RPA} (cm^2)$	$A_{Cal} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	Ferraillage	$A_{adopté} (cm^2)$
I	7.5	9.004	9.004	6HA14	9.24
II	7.5	9.004	9.004	6HA14	9.24
III	7.5	9.004	9.004	6HA14	9.24
IV	7.5	9.004	9.004	6HA14	9.24
V	7.5	9.004	9.004	6HA14	9.24
VI	7.5	9.004	9.004	6HA14	9.24

**Armature supérieure et inférieure:**

zone	$A_{RPA} (cm^2)$	$A_{Cal} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	Ferraillage	$A_{adopté} (cm^2)$
I	7.5	9.004	9.004	6HA14	9.24
II	7.5	9.004	9.004	6HA14	9.24
III	7.5	9.004	9.004	6HA14	9.24
IV	7.5	9.004	9.004	6HA14	9.24
V	7.5	9.004	9.004	6HA14	9.24
VI	7.5	9.004	9.004	6HA14	9.24

➤ **Pourcentage maximum d'aciers longitudinaux :**

**4% bh en zone courante.**

Pour la poutre transversale :  $A_{min} = 0.04 \times 30 \times 55 = 66 \text{ cm}^2$

Pour la poutre longitudinale :  $A_{min} = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$

**6% bh en zone de recouvrement.**

Pour la poutre transversale :  $A_{min} = 0.06 \times 30 \times 55 = 99 \text{ cm}^2$

Pour la poutre longitudinale :  $A_{min} = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$

➤ La longueur minimal de recouvrement est de : **50Φ (zone III).**

**Vérification du BAEL 91**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{min} \quad \text{avec} \quad A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**Poutre transversale :**  $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 51.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.86 \text{ cm}^2$

$A_s = 10.64 > A_{min} = 1.86 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée

**Poutre longitudinale :**  $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 46.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.68 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée

➤ **Vérification de l'adhérence :** (BAEL 91 Art. A.6.1.2.1)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$  : Sommes des périmètres utiles des barres

Sens transversal :  $V_u = 1.85 \text{ t}$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 2 \times 3.14 \times 1.4 = 23.86 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.85 \times 10^4}{0.9 \times 515 \times 238.6} = 0.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

ZONE	Zone I	Zone II	ZONE III	ZONE IV	ZONE V	ZONE VI
$V_{max}(t)$	1.85	2.53	2.91	3.31	3.79	4.25
$\tau_{seu}$	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
$\tau_{se}$	0.16	0.22	0.26	0.30	0.34	0.38
<b>vérification</b>	$\tau_b < \tau_{bu}$					

Donc il n'a pas de risque d'entraînement des barres.

Sens longitudinal :  $V_u = 1.53 \text{ t}$

$$\sum U = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.53 \times 10^4}{0.9 \times 465 \times 219.8} = 0.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

ZONE	Zone I	Zone II	ZONE III	ZONE IV	ZONE V	ZONE VI
$V_{max}(t)$	1.53	1.98	2.28	2.51	2.67	2.71
$\tau_{seu}$	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
$\tau_{se}$	0.16	0.21	0.25	0.27	0.29	0.29
<b>vérification</b>	$\tau_{se} < \tau_{seu}$					

Donc il n'a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :** (BAEL91/Art A.51.)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

La fissuration est peu nuisible donc  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Sens transversal :  $V_u = 1.85 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{1.85 \times 10^4}{300 \times 515} = 0.12 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

ZONE	Zone I	Zone II	ZONE III	ZONE IV	ZONE V	ZONE VI
$V_{max}(t)$	1.85	2.53	2.91	3.31	3.79	4.25
$\overline{\tau_u}$	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
$\tau_u$	0.12	0.16	0.18	0.21	0.24	0.27
<b>vérification</b>	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$					

Sens longitudinal :  $V_u = 1.53 t$

$$\tau_u = \frac{1.53 \times 10^4}{300 \times 465} = 0.11 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

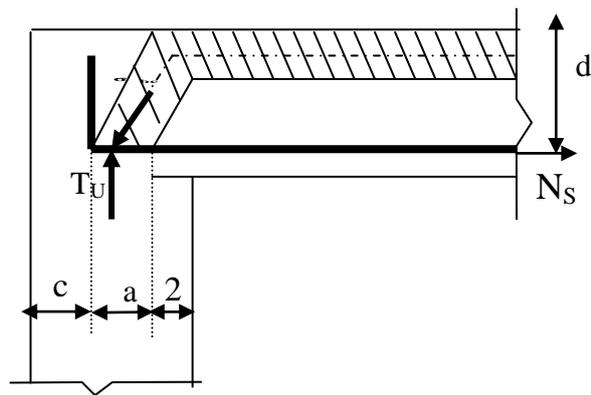
ZONE	Zone I	Zone II	ZONE III	ZONE IV	ZONE V	ZONE VI
$V_{max}(t)$	1.53	1.98	2.28	2.51	2.67	2.71
$\overline{\tau_u}$	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
$\tau_u$	0.11	0.14	0.16	0.18	0.19	0.19
<b>vérification</b>	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$					

➤ Influence de l'effort tranchant aux appuis : (BAEL91/Art A.5.1.32)

Influence sur le béton :

$$V_u \leq \overline{V_u} = 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $a = 0.9 d$



➤ Vérification de l'effort tranchant :

- Sens transversal :

$$V_u = \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.515 \times 0.3 \times \frac{25 \times 10^2}{1.5} = 92.7 t \quad \text{Condition vérifiée.}$$

ZONE	Zone I	Zone II	ZONE III	ZONE IV	ZONE V	ZONE VI
$V_u(t)$	1.85	2.53	2.91	3.31	3.79	4.25
$\overline{V_u}$	92.7	92.7	92.7	92.7	92.7	92.7
<b>vérification</b>	$V_u \leq \overline{V_u}$					

- Sens longitudinal :

$$\bar{V}_u = \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.465 \times 0.3 \times \frac{25 \times 10^2}{1.5} = 83.7t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

ZONE	Zone I	Zone II	ZONE III	ZONE IV	ZONE V	ZONE VI
$V_u(t)$	1.53	1.98	2.28	2.51	2.67	2.71
$\bar{V}_u$	83.7	83.7	83.7	83.7	83.7	83.7
<i>vérification</i>	$V_u \leq \bar{V}_u$					

➤ Influence sur les armatures : (BAEL91/Art A.5.1.321)

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

Si  $\left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right) < 0$

La vérification n'est pas nécessaire

- Sens transversal :

ZONE	Zone I	Zone II	ZONE III	ZONE IV	ZONE V	ZONE VI
$M_u (t.m)$	-2.774	-4.276	-5.056	-5.659	-6.258	-6.26
$V_u (t)$	1.85	2.53	2.91	3.31	3.79	4.25
$\left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$	-4.13	-6.7	-8.0	-8.9	-9.71	-9.25
<i>vérification</i>	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

-Sens longitudinal :

ZONE	Zone I	Zone II	ZONE III	ZONE IV	ZONE V	ZONE VI
$M_u (t.m)$	-1.625	-2.90	-3.739	-4.222	-4.480	-3.816
$V_u$	1.53	1.98	2.28	2.51	2.67	2.71
$\left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$	-2.35	-4.95	-6.65	-7.57	-8.03	-6.4
<i>vérification</i>	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

Vérifications à l'ELS :

➤ État limite de déformation de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

-Sens transversal : On a L= 4.5 m et A = 10.64 cm<sup>2</sup>

<b>ZONE</b>	<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	<b>ZONE III</b>	<b>ZONE IV</b>	<b>ZONE V</b>	<b>ZONE VI</b>
$M_0 (t.m)$	15.57	15.76	16.13	16.68	17.06	17.43
$M_t (t.m)$	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986
$\frac{1}{16}$	0.0625	0.0625	0.0625	0.0625	0.0625	0.0625
$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	0.032	0.031	0.031	0.030	0.029	0.028
$\frac{h}{l}$	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
$\frac{A}{b \times d}$	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
$\frac{4.2}{f_e}$	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
<b>Vérification</b>	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

**-Sens longitudinal :** On a L= 5.65 m et A = 9.24 cm<sup>2</sup>

<b>ZONE</b>	<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	<b>ZONE III</b>	<b>ZONE IV</b>	<b>ZONE V</b>	<b>ZONE VI</b>
$M_0 (t.m)$	12.85	12.98	13.25	13.65	13.92	14.19
$M_t (t.m)$	4.502	4.502	4.502	4.502	4.502	4.502
$\frac{1}{16}$	0.0625	0.0625	0.0625	0.0625	0.0625	0.0625
$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	0.035	0.034	0.034	0.033	0.032	0.031
$\frac{h}{l}$	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
$\frac{A}{b \times d}$	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
$\frac{4.2}{f_e}$	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
<b>Vérification</b>	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

Les trois conditions sont vérifiées ; Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche.

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA-2003 :**

**Les armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003.S_t.d$$

- L'espace maximal entre les armatures transversales :

$S_t = \min (h/4, 12\phi_t)$  en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

$\phi_L$ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### Espacement des armatures :

#### Sens transversal :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right)$$

$$S_t \leq \min(13.75 ; 16.8) = 13.75 \text{ cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

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

- **Sens longitudinal :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(12.5 ; 14.4; 30) = 12.5 \text{ cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

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

#### ➤ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

#### Sens transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(15.71 \text{ mm}, 16 \text{ mm}, 30 \text{ mm}) \quad \text{Soit : } \Phi_t = 10 \text{ mm.}$$

On optera pour un cadre et un étrier soit  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ .

**Sens longitudinal :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(14.3 \text{ mm}, 16 \text{ mm}, 30\text{mm})$$

Soit :  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$ .

On optera pour un cadre et un étrier soit  $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ .

➤ **La quantité d'armatures transversales minimale:**

$$A_{t \text{ min}} = 0.003 \times S_t \times b$$

Pour les deux sens :  $A_{t \text{ min}} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$

$$A_t \geq A_{t \text{ min}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être déposées à 5cm de l'appui.

**Vérification des contraintes :**

-Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{adop}}{b \times d} \quad \rho_1 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 \text{ et } K$$

-la fissuration est considérée peut nuisible, donc il n'y a pas de limitation des contraintes.

Les résultats de calculs sont indiqués dans les tableaux suivants :

**Sens transversal :**

**A mi-travée :**

ZONE	Zone I	Zone II	ZONE III	ZONE IV	ZONE V	ZONE VI
$M_{ser} (t.m)$	0.36	0.6	0.74	0.88	1	1.75
$A_{adop}$	11.12	11.12	11.12	11.12	11.12	11.12
$A_s$	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986
$\rho_1$	0.719	0.719	0.719	0.719	0.719	0.719
$\beta_1$	0.877	0.877	0.877	0.877	0.877	0.877
$K$	25.65	25.65	25.65	25.65	25.65	25.65
$\sigma_s$	0.16	0.26	0.33	0.39	0.44	0.77
$\sigma_{bc}$	0.006	0.010	0.013	0.015	0.017	0.030
<b>Vérification</b>	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

**Armature supérieur :**

<b>ZONE</b>	<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	<b>ZONE III</b>	<b>ZONE IV</b>	<b>ZONE V</b>	<b>ZONE VI</b>
$M_{ser} ( t.m)$	2.03	3.12	3.69	4.13	4.57	5.09
$A_{adop}$	11.12	11.12	11.12	11.12	11.12	11.12
$A_S$	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986	4.986
$\rho_1$	0.719	0.719	0.719	0.719	0.719	0.719
$\beta_1$	0.877	0.877	0.877	0.877	0.877	0.877
$K$	25.65	25.65	25.65	25.65	25.65	25.65
$\sigma_s$	0.90	1.38	1.64	1.83	2.03	2.26
$\sigma_{bc}$	0.035	0.054	0.063	0.071	0.079	0.088
<b>Vérification</b>	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

**Sens longitudinal :**

**A mi-travée :**

<b>ZONE</b>	<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	<b>ZONE III</b>	<b>ZONE IV</b>	<b>ZONE V</b>	<b>ZONE VI</b>
$M_{ser} ( t.m)$	0.5	0.65	0.77	1.07	1.48	2.15
$A_{adop}$	9.24	9.24	9.24	9.24	9.24	9.24
$A_S$	4.5024	4.5024	4.5024	4.5024	4.5024	4.5024
$\rho_1$	0.661	0.661	0.661	0.661	0.661	0.661
$\beta_1$	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
$K$	27.02	27.02	27.02	27.02	27.02	27.02
$\sigma_s$	0.24	0.31	0.37	0.52	0.72	1.05
$\sigma_{bc}$	0.010	0.011	0.014	0.020	0.026	0.039
<b>Vérification</b>	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

**Armature supérieur :**

<b>ZONE</b>	<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	<b>ZONE III</b>	<b>ZONE IV</b>	<b>ZONE V</b>	<b>ZONE VI</b>
$M_{ser} ( t.m)$	1.2	2.12	2.74	3.1	3.27	2.79
$A_{adop}$	9.24	9.24	9.24	9.24	9.24	9.24
$A_S$	4.502	4.502	4.502	4.502	4.502	4.502
$\rho_1$	0.661	0.661	0.661	0.661	0.661	0.661
$\beta_1$	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
$K$	27.02	27.02	27.02	27.02	27.02	27.02
$\sigma_s$	0.58	1.03	1.34	1.51	1.60	1.36
$\sigma_{bc}$	0.021	0.038	0.049	0.056	0.060	0.050
<b>Vérification</b>	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

**Remarque :**

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

## V-2-Ferrailage des poteaux

### V-2-1- Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). Les combinaisons considérées sont les suivantes:

- 1.35 G + 1.5 Q (BAEL 91)
- G + Q (BAEL 91)
- G + Q ± E (RPA 2003 version 2003)
- 0.8 G ± E (RPA 2003 version 2003)
- G + Q ± E+T

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal ( $N_{max}$ ) et le moment correspondant ( $M_{cor}$ ).
- Effort normal minimal ( $N_{min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{cor}$ ).
- Moment fléchissant maximal ( $M_{max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{cor}$ ).

Après avoir calculé le ferrailage des poteaux, on va procéder à des vérifications à l'ELS.

Pour des raisons économiques, on a privilégié de minimiser la section des poteaux et les répartir sur sept zones, comme le justifie ce tableau :

Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
Section	80x80	75x75	65x65	50X50	40x40	30x30
Etage	Sous-sol	RDC ,1et 2 <sup>eme</sup>	3,4 et 5 <sup>eme</sup>	6,7et8 <sup>eme</sup>	9,10et11 <sup>eme</sup>	12,13et14 <sup>eme</sup>

### V-2-2 Vérifications du RPA en zone III :

#### ➤ Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

#### **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de 0.9 % de la section du béton :

Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	57.60	50.63	38.03	22.5	14.4	8.1

#### **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers dans notre cas est de 3 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

**Zone courante :**

Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	192	168.75	126.75	75	48	35

**Zone de recouvrement :**

Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	384	337.5	263.5	150	96	54

- Leur diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$ .
- La distance entre barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

➤ **Armatures transversales:**

- Les armatures transversales sont disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher tout mouvement de celle-ci vers la paroi.
- Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être :  $\phi_t \geq \frac{\phi_L^{\max}}{3}$
- L'espacement des armatures transversales :  $\begin{cases} St = 10\text{cm} \rightarrow \text{en zone nodale.} \\ St \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi_L) \rightarrow \text{en zone courante} \end{cases}$

$\phi_L$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales

Alors : En **Zone nodale** :  $St = 10\text{ cm}$

**Zone courante** :  $St \leq 16\text{ cm}$

Délimitation de la zone nodale :  $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$

Niveaux	sous-sol	RDC, 1er et 2 <sup>ème</sup> étages	3, 4 et 5 <sup>ème</sup> étages	Autres étages
h'(cm)	80	75	65	60

- La section d'armatures transversales est donnée par:  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$

$V_u$ : Effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur totale de la section de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique d'armatures transversales.

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

$$\begin{cases} \sigma_a = 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \sigma_a = 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : élancement géométrique dans la direction considérée.

$S_t$  : C'est l'espacement des armatures transversales.

**Pourcentage minimales:**

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \text{ en \% sera comme suit:}$$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{cases}$$

Avec :  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$  Avec  $l_f = 0,7l_0$  avec  $l_0$ : Longueur libre d'étage.

Les cadres et les étiérs doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

### V-2-3 Méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous incite à étudier deux cas :

-Si (N) effort de traction (le centre de pression entre les armatures).

-Si (N) effort de compression (le centre de pression entre les armatures ou en dehors des armatures).

$$\text{Calcul du centre de la pression : } e = \frac{M}{N}$$

**N : effort de traction**

$$e = \frac{M}{N} < \frac{h}{2} - c \text{ Alors la section est entièrement tendue (SET).}$$

$$A_1 = \frac{N \cdot g}{(d - c) \cdot \sigma_{st}} \rightarrow A_2 = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_1$$

$$g = 0.5h - c - e \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

**N : effort de compression**

On a deux cas :

$$e = \frac{M}{N} > \frac{h}{2} - c \quad \text{Alors la section est partiellement comprimée (SPC).}$$

$$e = \frac{M}{N} < \frac{h}{2} - c \quad \text{Alors la section est entièrement tendue (SET).}$$

Si  $e = \frac{M}{N} < \frac{h}{2} - c$  Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante:

$$N(d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (A).$$

$M_f$ : Moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = N \cdot g \quad \text{avec} : g = e + \frac{h}{2} - c.$$

Si l'inégalité est vérifiée, la section sera partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec} : f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \quad \text{et} \quad \gamma_b = 1,5.$$

Si:  $\mu_f < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  section simplement armée (SSA).

$$\text{La section fictive d'armature est : } A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{La section réelle d'armature est : } A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$$

Si:  $\mu_f > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section doublement armée (SDA).

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \quad \text{Avec} : \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

Si l'inégalité n'est pas vérifiée, la section est entièrement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\text{Si: } N(d - c') - M_f > (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$A_1 = \frac{[M_f - (d - 0,5h).h.b.\overline{f_{bc}}]}{(d - c').\sigma_{st}} \Rightarrow A_2 = \frac{(N - h.b.\overline{f_{bc}})}{\sigma_{st}} - A_1$$

Si:  $N(d - c') - M_f \leq (0,5h - c').b.h.f_{bc}$

$$A_1 = \frac{(N - \Psi.h.b.\overline{f_{bc}})}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_2 = 0$$

avec  $\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b.h^2.\overline{f_{bc}}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$

**V-2-4 Calcul du ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide d'un logiciel de calcul et de dessin intégré d'éléments en béton armé (Genicad 2010 ).

ZONE	M(tm)	N(t)	Obs	As' (cm <sup>2</sup> )	As	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )
I	0.59	544.15	SEC	0.000	0	0.000	57.60
	8.887	-7.56	SPC	1.115	0	4.460	
	18.792	530.69	SEC	0.000	0	0.000	
II	1.187	495.42	SEC	0.000	0	0.000	50.63
	7.634	-19.59	SPC	1.5	0	6.000	
	33.713	366.45	SEC	0.000	0	0.000	
III	1.29	348.69	SEC	0.000	0	0.000	38.03
	8.183	-18.88	SPC	1.66	0	6.640	
	35.796	215.46	SEC	0.000	0	0.000	
IV	0.979	236.67	SEC	0.000	0	0.000	22.5
	8.774	-11.3	SPC	1.80	0	7.180	
	23.194	134.46	SEC	0.000	0	0.000	
V	0.539	141.69	SEC	0.000	0	0.000	14.4
	1.9	93.74	SEC	0.000	0	0.000	
	14.903	67.11	SPC	1.7	0	6.800	
VI	0.595	63.43	SEC	0.000	0	0.000	8.1
	2.869	0.11	SPC	0.8	0	3.200	
	7.142	12.16	SPC	1.88	0	7.500	

Puisque les sections trouvées dans toutes les zones sont inférieurs à celle exigées par le RPA, donc les poteaux seront ferrailés avec la section minimale réglementaire.

Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
A=A' (cm <sup>2</sup> )	57.60	50.63	38.03	22.5	14.4	8.10
A adoptée	62.8	53.76	45.72	24.11	18.48	9.03
Ferraillages	20HA20	8HA16et12HA20	4HA16et12HA20	12HA16	12HA14	8HA12
Espacement	St=15cm					

**V-2-5 Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
V <sub>max</sub> (t)	6.59	12.46	14.55	12.59	9.11	9.00
λ <sub>g</sub>	2.67	3.67	3.40	4.42	5.53	7.37
ρ <sub>b</sub>	0.04	0.04	0.04	0.04	0.075	0.075
τ <sub>b</sub> (t/m <sup>2</sup> )	10.30	22.15	34.44	50.36	56.94	100
τ <sub>bu</sub> (t/m <sup>2</sup> )	100	100	100	100	100	100
vérification	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

**V-2-6 Vérification à L'ELS :**

➤ **État limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

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

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on doit déterminer les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

➤ **Section entièrement comprimée:**

Si :  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  Section est entièrement comprimée.

La section homogène est :  $B_0 = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times C' + A'_s \times d) \right] \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15[A_s(V_1 - C)^2 + A'_s(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{b2} = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right]$$

Puisque  $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$ , il suffit de vérifier que  $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_{bc}$

$N_s$  : Effort de compression à l'ELS

$M_s$  : Moment fléchissant à l'ELS

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2

(Notre ferraillage est symétrique).

Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
M (t.m)	42.8	86.4	69.7	71.4	39.4	43
N(t)	395.43	360.16	254.34	172.6	103.35	46.32
$\sigma_1$ (MPa)	0.048	0.049	0.047	0.055	0.050	0.040
vérification	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

**Conclusion :**

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier, ni dans le béton

## V-3-Ferrailage des voiles

### V-3-1 Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc, le voile est sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$  et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement, ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement. Leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales, d'armatures horizontales et transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en sept zones :

ZONE	Zone I	Zone II	ZONE III	ZONE IV	ZONE V	ZONE VI
<b>Epaisseur (cm)</b>	25	25	20	20	20	20
<b>Etage</b>	Sous-sol	RDC ,1et 2 <sup>eme</sup>	3,4 et5 <sup>eme</sup>	6,7et8 <sup>eme</sup>	9,10et11 <sup>eme</sup>	12,13et14 <sup>eme</sup>

### V-3-2 Les recommandations du RPA en zone III :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0,15 %.

En zone courantes : 0,10 %.

➤ **Armatures horizontales :**

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.

- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets, si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les armatures horizontales calculées comme suit :

$$A_h \geq \frac{A_{vl}}{4} \rightarrow (\text{BAEL91}).$$

$$A_h \geq 0.15\%B \rightarrow (\text{RPA99})$$

$$A_h \geq \max\left(\frac{A_{vl}}{4}, 0.15\%bh\right) \rightarrow (\text{RPA99})$$

$A_{vj}$  : Section d'armatures verticales adoptée

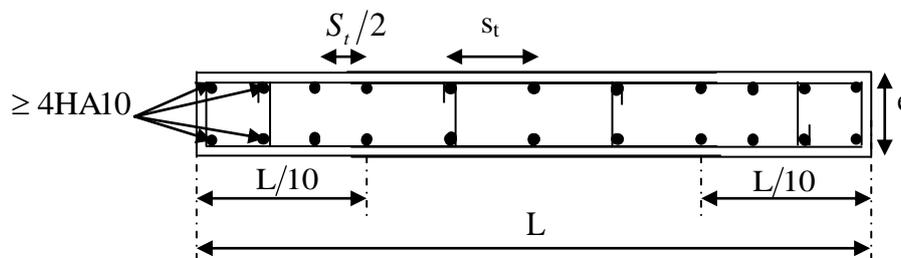
➤ **Armatures transversales :**

Le ferrillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 Version 2003 décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal 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.

- 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 doit être au plus égal à 15cm.



- Si les efforts importants de compression 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 à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être ajoutée à la section d'acier tendue, qui est nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**V-3- 3 Dispositions constructives :**➤ **Espacement :****Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

L'espace des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq 1.5 \times a$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : a = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles, l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être supérieur ou égal à 15 cm.

➤ **Longueur de recouvrement :**

- 40Φ 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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**V-3- 4 Méthode de calcul :**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec : B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier.  $V = V' = \frac{L_{voile}}{I}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2L/3)$$

Avec: L : longueur de la zone comprimé.

h<sub>e</sub> : hauteur libre de l'étage.

➤ **Ferrailage section entièrement comprimée :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot a$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot a \quad (a : \text{épaisseur du voile})$$

La section d'armature :  $A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

B : section du tronçon considéré.

$$N_i = \max(N_1, N_2)$$

**Armatures minimales :**

**(BAEL91/Art A.8.1, 21)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

➤ **Ferrailage section entièrement tendue :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot a$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot a$$

a : épaisseur du voile.

La section d'armature:  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

**Armatures verticales minimales :**

Condition non fragilité :  $A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$

**(BAEL91/Art A4.2.1)**

Section minimale :  $A_{\min} \geq 0.002 B$

**(Art 7.7.4.1, RPA/version 2003)**

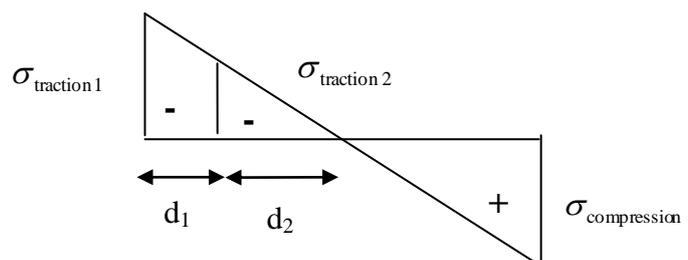
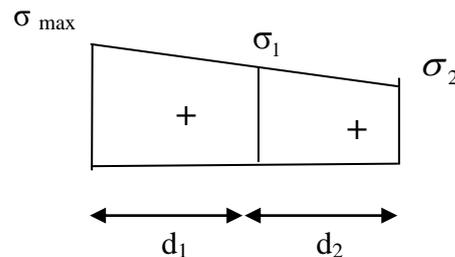
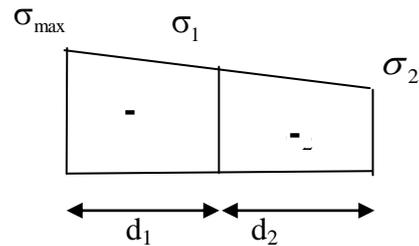
B : section du tronçon considéré.

➤ **Ferrailage section partiellement comprimée :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction}1} + \sigma_{\text{traction}2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction}1}}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature:  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$



**Armatures verticales minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

**V-3-5 Ferrailage d'un voile longitudinal (VL2) avec ouverture:**

Zone	M	N	V	L	$e_p$	$h_e$	Section	$L_t$	$L_c$	$L_0$	$\xi_c$	$A_1$	$A_2$	$A_{min}$
I	770.57	1495.7	25.29	11.6	0.25	3.05	SEC	0	11.6	1.58	0.12	/	/	43.5
	4416.99	627.46	136.84	11.6	0.25	3.05	SPC	4.21	7.4	1.53	0.66	51.28	28.57	
	5305.56	1202.2	-106.2	11.6	0.25	3.05	SPC	3.26	8.34	1.53	-0.51	44.64	17.37	
II	2445.07	1390.2	32.93	11.6	0.25	3.85	SEC	0.00	11.60	1.93	0.66	/	/	43.5
	696.27	451.13	231.44	11.6	0.2	3.5	SEC	0	11.6	1.75	1.40	/	/	
	4998.65	1122.9	-183.6	11.6	0.25	3.85	SPC	3.30	8.32	1.93	-0.89	49.30	10.15	
III	465.06	1085.4	29.57	11.6	0.2	3.15	SEC	0.00	11.60	1.57	0.17	/	/	34.8
	1192.70	312.56	204.65	11.6	0.2	3.15	SPC	2.86	8.74	1.57	1.24	8.61	2.18	
	2961.37	941.09	-190.6	11.6	0.2	3.15	SPC	2.24	9.36	1.57	-1.15	14.93	1.43	
IV	341.03	822.92	38.67	11.6	0.2	3.15	SEC	0	11.60	1.57	0.23	/	/	34.8
	414.74	204.59	177.35	11.6	0.2	3.15	SPC	0.27	11.33	1.57	1.07	0.00	0	
	1639.37	738.11	153.89	11.6	0.2	3.15	SPC	0.75	10.84	1.57	0.93	0.01	0.00	
V	269.45	553.8	38.95	11.6	0.2	3.15	SEC	0.00	11.6	1.57	0.23	/	/	34.8
	289.15	102.24	113.63	11.6	0.2	3.15	SPC	1.84	9.77	1.57	0.68	1.05	0.02	
	775.93	507.8	102.42	11.6	0.2	3.15	SEC	0.00	11.60	1.57	0.62	/	/	
VI	110.29	277.33	39.36	11.6	0.2	3.15	SEC	0	11.6	1.57	0.23	/	/	34.8
	114.91	6.34	96.51	11.6	0.2	3.15	SPC	5.18	6.41	1.57	0.58	1.75	1.12	
	415.67	241.48	-56.01	11.6	0.2	3.15	SEC	0	11.6	1.57	-0.33	/	/	

Puisque les sections trouvées dans les zones III, IV, V et VI sont inférieures à celles exigées par le RPA, donc on les ferraille avec la section minimale réglementaire.

➤ **Armatures verticales et transversales :**

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
<b>A calculée (cm<sup>2</sup>)</b>	51.28	49.30	34.8	34.8	34.8	34.8
<b>A adoptée (cm<sup>2</sup>)</b>	52.25	52.25	40.04	40.04	40.04	40.04
<b>Ferrailage</b>	26HA16	26HA16	26HA14	26HA14	26HA14	26HA14
<b>Espacement</b>	12cm					

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :** (Art 7.7.2 RPA/Version 2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \cdot V_{\text{calculé}}$$

V : Effort tranchant

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

h : Hauteur totale de la section brute.

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
<b>V<sub>c</sub></b>	143.01	231.35	233.5	210.12	159.09	113.3
<b><math>\tau_b</math> (Mpa)</b>	2.00	3.24	3.27	2.94	2.23	1.03
<b>vérification</b>	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

➤ **Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service, il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
<b>N<sub>s</sub>(t)</b>	1068.19	1015.02	794.03	602.06	405.24
<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	29000	29000	23200	23200	23200
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	52.25	52.25	40.04	40.04	40.04
<b><math>\sigma_{bc}</math> (Mpa)</b>	3.59	3.41	3.34	2.53	1.70
<b>vérification</b>	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

**V-3-6 Ferrailage d'un voile longitudinale (VL5) sous ouverture:**

Zone	M	N	V	L	$e_p$	$h_e$	Section	$L_t$	$L_c$	$L_0$	$\xi_c$	$A_1$	$A_2$	$A_{min}$
I	51.05	1259.67	8.66	5.53	0.25	3.05	SEC	0.00	4.50	1.53	0.10			16.90
	1195.53	462.66	91.45	5.53	0.25	3.05	SPC	1.60	2.90	1.53	1.15	57.59	0.11	
	1289.89	1055.38	-80.76	5.53	0.25	3.05	SPC	0.90	3.63	1.53	-1.01	0.18	0.00	
II	112.98	1183.44	-9.34	5.53	0.25	3.85	SEC	0.00	4.50	1.93	-0.11			16.90
	548.50	364.02	73.03	5.53	0.20	3.15	SPC	1.13	3.40	1.58	1.14	0.13	0.00	
	1332.64	1011.75	-76.01	5.53	0.25	3.85	SPC	0.97	3.53	1.58	1.19	0.23	0.00	
III	110.08	928.36	-17.63	5.53	0.20	3.15	SEC	0.00	4.50	1.58	-0.22			13.5
	238.07	281.63	52.42	5.53	0.20	3.15	SPC	0.25	4.23	1.58	0.65	0.00	0.00	
	726.04	803.61	-87.98	5.53	0.20	3.15	SPC	0.38	4.11	1.58	-1.38	0.02	0.00	
IV	98.78	703.68	-20.36	5.53	0.20	3.15	SEC	0.00	4.50	1.58	-0.32			13.5
	170.14	200.62	38.77	5.53	0.20	3.15	SPC	0.26	4.24	1.58	0.60	0.00	0.00	
	397.07	606.55	-75.81	5.53	0.20	3.15	SEC	0.00	4.50	1.58	-1.19			
V	75.30	473.43	-19.72	5.53	0.20	3.15	SEC	0.00	4.50	1.58	-0.31			13.5
	182.30	114.50	26.20	5.53	0.20	3.15	SPC	1.12	3.31	1.58	0.41	0.04	0.00	
	236.23	404.11	-62.55	5.53	0.20	3.15	SEC	0.00	4.50	1.58	-0.98			
VI	55.64	235.91	-19.50	5.53	0.20	3.15	SEC	0.00	4.50	1.58	-0.30			13.5
	75.61	20.67	4.89	5.53	0.20	3.15	SPC	1.80	2.71	1.58	0.07	4.51	0.06	
	179.71	132.48	15.72	5.53	0.20	3.15	SPC	1.00	3.49	1.58	0.24	0.03	0.00	

Puisque les sections trouvées dans les zones II, III, IV, V et VI sont inférieures à celles exigées par le RPA, donc on le ferraille avec la section minimale réglementaire.

➤ **Armatures verticales et transversales:**

Zone	Zone I	Zone II	one III	Zone IV	Zone V	Zone V
A calculée (cm <sup>2</sup> )	57.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5
A adoptée(cm <sup>2</sup> )	62.8	22.6	22.6	22.6	22.6	22.6
Ferrailage	20HA20	20HA12	20HA12	20HA12	20HA12	20HA12
Espacement	St=15cm					

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :** (Art 7.7.2 RPA99/version2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \cdot V_{\text{calculé}}$$

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
V <sub>c</sub>	93.39	106.37	87.98	75.81	62.55	44.09
$\tau_b$ (Mpa)	1.91	1.72	2.17	1.87	1.54	1.09
vérification	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

➤ **Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service, il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
N <sub>s</sub> (t)	918.04	862.66	677.92	513.91	345.83	172.46
B(cm <sup>2</sup> )	11250	11250	9000	9000	9000	9000
A(cm <sup>2</sup> )	62.8	22.6	22.6	22.6	22.6	22.6
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	7.53	7.44	7.26	5.50	3.70	1.85
vérification	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

**V-3-7 Ferrailage d'un voile transversale (VT6):**

Zone	M	N	V	L	$e_p$	$h_e$	Section	$L_t$	$L_c$	$L_0$	$\xi_c$	$A_1$	$A_2$	$A_{min}$
I	-1865.73	-1546.88	-120.47	6.40	0.25	3.05	SPC	0.37	6.03	1.58	-1.06	0.01	0.00	24
	1408.79	-51.66	108.61	6.40	0.25	3.05	SPC	3.12	3.38	1.53	0.94	63.65	22.49	
	-1865.73	-1546.88	-120.47	6.40	0.25	3.05	SPC	0.37	6.03	1.53	-1.06	0.01	0.00	
II	1601.30	1449.81	-139.67	6.40	0.25	3.85	SPC	6.22	6.43	1.93	-1.21	0.00	0.00	24
	728.99	18.02	153.93	6.40	0.25	3.5	SPC	3.11	3.28	1.75	1.35	37.61	8.94	
	1601.30	1449.81	-139.67	6.40	0.25	3.85	SPC	0.10	6.30	1.93	-1.23	0.00	0.00	
III	780.90	1068.75	-136.96	6.40	0.20	3.15	SEC	0.00	6.40	1.93	-1.20			19.2
	378.25	44.54	152.26	6.40	0.20	3.15	SPC	2.80	3.60	1.58	1.67	15.76	3.72	
	780.90	1068.75	-136.96	6.40	0.20	3.15	SEC	0.00	6.40	1.58	-1.50			
IV	442.21	737.53	-122.72	6.40	0.20	3.15	SEC	0.00	6.40	1.58	1.35			19.2
	225.66	89.63	143.09	6.40	0.20	3.15	SPC	1.84	4.55	1.58	1.57	4.94	0.10	
	442.21	737.53	-122.72	6.40	0.20	3.15	SEC	0.00	6.40	1.58	-1.35			
V	5.01	451.48	18.42	6.40	0.20	3.15	SEC	0.00	6.40	1.58	0.20			19.2
	283.60	86.36	96.10	6.40	0.20	3.15	SPC	2.16	4.24	1.58	1.05	8.07	0.63	
	360.59	350.36	-85.51	6.40	0.20	3.15	SEC	0.00	6.40	1.58	-0.94			
VI	12.11	227.48	19.66	6.40	0.20	3.15	SEC	0.00	6.40	1.58	0.21			19.2
	140.37	23.21	60.03	6.40	0.20	3.15	SPC	2.64	3.76	1.58	0.66	5.37	1.03	
	323.30	193.18	-62.28	6.40	0.20	3.15	SPC	1.16	5.24	1.58	-0.68	0.02	0.00	

Puisque les sections trouvées dans les zones III, IV, V, et VI sont inférieures à celles exigées par le RPA, donc on doit le ferrailer avec la section minimale réglementaire.

➤ **Armatures verticales et transversales:**

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
A calculée (cm <sup>2</sup> )	63.16	37.61	19.20	19.20	19.20	19.20
A adoptée(cm <sup>2</sup> )	69.08	44.22	24.86	24.86	24.86	24.86
Ferraillage	22HA20	22HA16	22HA12	22HA12	22HA12	22AH12
Espacement	12cm					

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :** (Art 7.7.2 RPA99/2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

Avec :  $V = 1.4 \cdot V_{calculé}$

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
V <sub>c</sub>	120.47	155.97	155.51	147.13	124.06	90.93
$\tau_b$ (Mpa)	2.46	2.52	3.84	3.63	3.06	2.25
vérification	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

**V-3-6 -Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service, il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
N <sub>s</sub> (t)	963.07	886.88	661.47	492.65	329.81	166.32
B(cm <sup>2</sup> )	16000	16000	12800	12800	12800	12800
A(cm <sup>2</sup> )	69.08	44.22	24.86	24.86	24.86	24.86
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	5.65	5.32	5.02	3.74	2.50	1.26
vérification	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V	C-V

**Remarque :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par cinq (05) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

## V-4 Étude des linteaux :

### V-4-1 Introduction :

Les linteaux sont des éléments qui relient les trumeaux d'un même voile. Ils sont assimilés à des poutres encastées à leurs extrémités et sont calculés en flexion simple.

Ils doivent être ferrillés de manière à éviter leur rupture et à reprendre des sollicitations (M et T) résultants les charges verticales et les forces sismiques.

### V-4-2 Détermination des sollicitations :

Dans notre cas, les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

### V-4-3 Méthode de calcul :

On utilise la méthode de calcul exposée dans le RPA 99 version 2003, tout en faisant comparer, à chaque fois, les sections d'armatures (calculées auparavant) aux maximales données par les règles BAEL 91. L'application se fera en suivant les étapes citées ci-dessous :

➤ **Contraintes limites de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec :} \quad V = 1.4 \cdot V_{calcul}$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

1- **Premier cas :**  $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M et V), il faudrait disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (Al)
- Des aciers transversaux (At)
- Des aciers en partie courants (de peau) (Ac)

➤ **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :  $A_1 \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$

Avec :  $Z = h - 2c'$

$h$  : est la hauteur totale du linteau.

$c'$  : est l'enrobage.

$M$  : est le moment dû à l'effort tranchant ( $V' = 1,4 \cdot Vu$ ).

➤ **Aciers transversaux :**

2- **Premier sous cas :**  $\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$

On doit avoir :  $S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V'}$

Avec :  $S_t$  : espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  : section d'un cours d'armatures transversales.

$l$  : portée du linteau.

**2-1- Deuxième sous cas :** linteaux courts :  $\lambda_g = \frac{L}{h} < 1$

On doit avoir :  $S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{V + A_t \cdot f_e}$

$V = \min(V_1, V_2)$  ; avec : 
$$\begin{cases} V_2 = 2V_{calculé} \\ V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} \end{cases}$$

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  : moments résistants ultimes des sections d'about (extrémité) à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$  sont calculés par :  $M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$

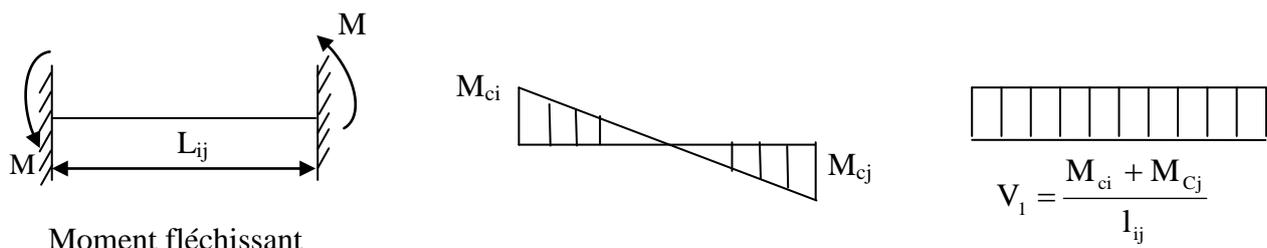


Fig V-1 : Efforts internes dans le linteau.

**2-2- Deuxième cas :**  $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$ 

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts M et V sont repris en suivant des bielles diagonales de compression et de traction, tout en poursuivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_D$  à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait en suivant la formule :

$$A_D = \frac{V_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}, \text{ avec : } tg \alpha = \frac{h - 2d'}{L}$$

**V-4-4 Les recommandations du RPA en zone III :**➤ **Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$$

➤ **Armatures transversales :**

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si: } \tau_b \leq 0,025f_{c28}$$

$$A_t > 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si: } \tau_b > 0,025f_{c28}$$

➤ **Armatures de peau:**

$$A_c \geq 0.20\% \cdot A_l$$

b : étant l'épaisseur du linteau (b = e).

➤ **Armatures diagonales :**

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si: } \tau_b > 0.06f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si: } \tau_b \leq 0.06f_{c28}$$

➤ **Longueur d'ancrage :**

$$L_c \geq \frac{h}{4} + 50\phi$$

**V-4-5 Ferrailage des linteaux(S2) dans le sens longitudinal :**

Zone	M	N	V	L	$e_p$	$h_e$	Section	$L_t$	$L_c$	$L_0$	$\xi_c$	$A_1$	$A_2$	$A_{min}$
I	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
II	33.90	0.49	-25.19	1.40	0.25	3.50	SPC	0.70	0.70	0.46	-1.04	9.24	1.12	5.25
	31.13	-0.32	44.06	1.40	0.25	3.50	SPC	0.70	0.70	0.47	1.82	8.54	1.09	
	38.38	-0.21	54.21	1.40	0.25	3.85	SPC	0.70	0.70	0.47	2.24	10.52	1.33	
III	14.07	0.37	-20.21	1.40	0.20	3.15	SPC	0.70	0.70	0.47	-1.04	3.82	0.45	4.2
	15.48	0.29	-22.21	1.40	0.20	3.15	SPC	0.70	0.70	0.47	-1.15	4.22	0.50	
	25.64	-0.17	36.43	1.40	0.20	3.15	SPC	0.70	0.70	0.47	1.88	7.03	0.89	
IV	12.77	0.33	-18.39	1.40	0.20	3.15	SPC	0.70	0.70	0.47	-0.97	3.47	0.41	4.2
	13.75	-0.12	35.35	1.40	0.20	3.15	SPC	0.70	0.70	0.47	1.83	3.77	0.48	
	27.81	0.29	-13.66	1.40	0.20	3.15	SPC	0.70	0.70	0.47	-0.70	7.59	0.92	
V	0.30	-4.24	2.34	1.40	0.20	3.15	SEC	1.40	0.00	0.35	0.12	0.37	0.32	4.2
	1.30	2.50	-1.46	1.40	0.20	3.15	SPC	0.38	1.01	0.67	-0.07	0.00	0.00	
	2.16	-4.24	1.92	1.40	0.20	3.15	SPC	1.02	0.38	0.25	0.09	0.61	0.44	
VI	0.17	-4.17	2.30	1.40	0.20	3.15	SEC	1.40	0.00	0.35	0.11	0.33	0.31	4.2
	0.85	1.60	-1.02	1.40	0.20	3.15	SPC	0.39	1.00	0.67	-0.05	0.00	0.00	
	4.17	-1.88	2.12	1.40	0.20	3.15	SPC	0.77	0.63	0.42	0.10	1.23	0.33	

➤ **Armatures longitudinales :**

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2)$	10.52	7.03	7.59	4.2	4.2	4.2
$A_{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$	13.55	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
<b>Ferrailage</b>	10HA12	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
<b>Espacement</b>	St= 10 cm					

➤ **Armatures transversales :**

Calcul de La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  admissible

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
$\tau_b$ (Mpa)	/	0.637	0.648	0.703	0.041	0.031
$0.025f_{c28}$ (Mpa)	0.625					
$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2)$	/	0.63	0.63	0.63	0.38	0.28
$A_{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$	/	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>Ferrailage</b>	/	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
<b>Espacement</b>	le premier cadre disposé à 5cm du nu de l'appui, le premier espacement de 17.5 cm et les autres de 20 cm					

➤ **Armatures diagonales:**

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
$\tau_b$ (Mpa)	/	0.637	0.648	0.703	0.041	0.032
$0.025f_{c28}$ (Mpa)	1.5					
$A$ ( $\text{cm}^2$ )	0					

➤ **Armatures de peaux:**

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
$A_c$ ( $\text{cm}^2$ )	0.0271	0.0157	0.0157	0.0157	0.0157	0.0157
<b>Espacement</b>	un cadre $\phi$ 8 tous les 10 cm					

**VI-1 Introduction :**

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

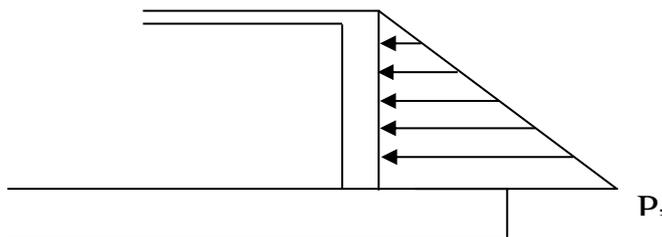
Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de :

- Limiter les déplacements horizontaux.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.
- Assurer la fonction de soutènement des terres.

**IV-2 pré dimensionnement du voile périphérique :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On préconise : épaisseur  $e=25\text{cm}$ .  
hauteur  $h=3.05\text{m}$



➤ **Contrainte de sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V \quad \text{Avec : } K_0 = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$$

$K_0$  : coefficient de poussée des terres.

➤ **Caractéristiques du sol :**

- Poids spécifique du remblai :  $\gamma = 1.8\text{t} / \text{m}^3$
- Cohésion :  $C=0$
- Surcharges éventuelles :  $q=0.5\text{t} / \text{m}^2$
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 28^\circ$

➤ **Calcul des sollicitations:**

**ELU :**

$$\sigma_H = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H \text{ sup}} = 0.27t / m^2$$

$$h = 3.05m \rightarrow \sigma_{H \text{ inf}} = 2.94t / m^2$$

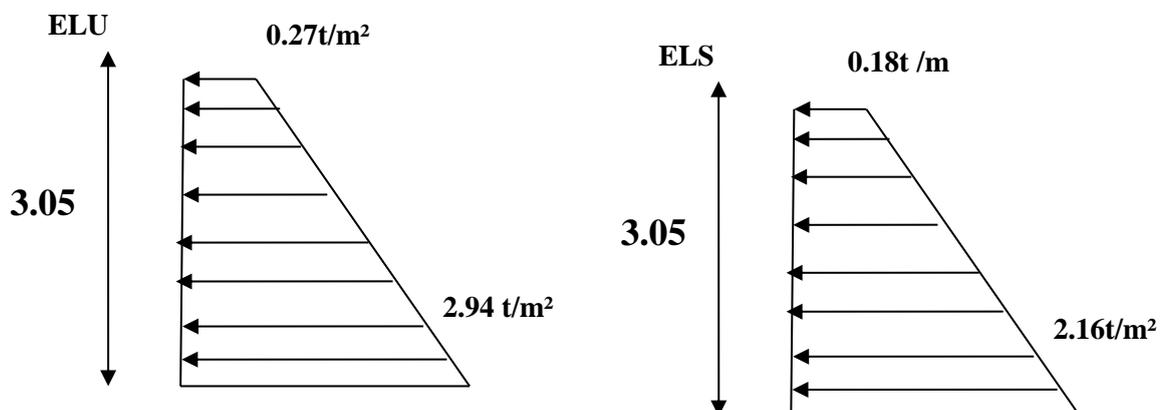
**ELS :**

$$\sigma_H = K_0(\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H \text{ sup}} = 0.18t / m^2$$

$$h = 3.05m \rightarrow \sigma_{H \text{ inf}} = 2.16t / m^2$$

➤ **Diagramme des contraintes :**



La charge est trapézoïdale, c'est la somme d'une charge rectangulaire et d'une autre uniforme.

➤ **Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m :**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H \text{ inf}} + \sigma_{H \text{ sup}}}{4} \times 1m = 2.27t / ml$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H \text{ inf}} + \sigma_{H \text{ sup}}}{4} \times 1m = 1.67t / ml$$

**IV-3 Ferrailage du voile périphérique:**

➤ **Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur quatre cotés au niveau des nervures et des poteaux.

➤ **Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur quatre appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel. Pour tenir compte de la continuité d'une dalle, les moments seront affectés aux coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands côtés :  
0,3 → appui de rive  
0,5 → autre appui
- **Identification des panneaux :**

$$L_x = 3.05\text{m}$$

$$L_y = 6.0\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.51 > 0.4 \rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

**ELU :**

$$\rho = 0.51 \rightarrow \begin{cases} \nu_x = 0.093 \\ \nu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \nu_x \times q_u \times l_x^2 = 1.96\text{t.m}$$

$$M_{0Y} = \nu_y \times M_{0X} = 0.50\text{t.m}$$

- **Correction des moments :**

**Sens XX :**

$$\text{Sur appuis: } M_a = 0.3M_{0X} = 0.59\text{t.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85M_{0X} = 1.67\text{t.m}$$

**Sens YY :**

$$\text{Sur appuis: } M_a = 0.3M_{0Y} = 0.15\text{t.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85M_{0Y} = 0.43\text{t.m}$$

**ELS :**

$$\rho = 0.51 \rightarrow \begin{cases} \nu_x = 0.0969 \\ \nu_y = 0.0382 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \nu_x \times q_s \times l_y^2 = 0.45\text{t.m}$$

$$M_{0Y} = \nu_y \times M_{0X} = 0.02\text{t.m}$$

➤ **Correction des moments :**

Sens XX :

Sur appuis:  $M_a = 0.3M_{0X} = 0.12t.m$

En travée:  $M_t = 0.85M_{0X} = 0.38t.m$

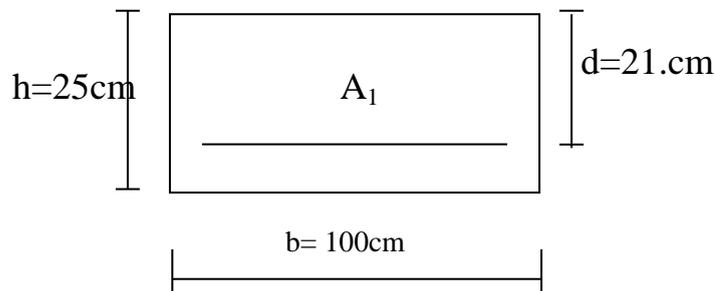
Sens YY :

Sur appuis:  $M_a = 0.3M_{0Y} = 0.88t.m$

En travée:  $M_t = 0.85M_{0Y} = 0.015t.m$

**IV-4 Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 ml.



Zone	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Espacement (cm)
En travée	X-X	16.7	0.025	0.883	2.52	2.5	7HA12	15cm
Sur appuis	X-X	5.90	0.008	0.958	0.83	2.5	7HA12	15cm
En travée	Y-Y	4.30	0.0052	0.973	0.60	2.5	7HA12	15cm
Sur appuis	Y-Y	1.50	0.0022	0.989	0.20	2.5	7HA12	15cm

**TableauVI-1 : ferrailage du voile périphérique**

**IV-5 Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$A \geq 0.001b.h = 2.5cm^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de HA8

**VI-5 Armatures horizontales :**

$$A_H = \frac{A_V}{4} = 1.97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

**VI-6 Vérifications à ELU**

➤ **Espacements des armatures :**

La fissuration est non préjudiciable.

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

➤ **Direction principale :**

$$St = \min \{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \leq \min \{50\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Direction secondaire :**

$$St = \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Diamètre maximal des barres :**

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 200/10 = 25\text{mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 12\text{mm} \leq 25 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VI-6 Vérification à l'ELS :**

➤ **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens x - x	En travée	16.7	1.20	13.91	0.29	6.70	C-V
	Sur appuis	5.90	3.80	1.56	0.10	0.52	C-V
Sens y - y	En travée	4.30	8.80	0.50	0.06	0.005	C-V
	Sur appuis	1.50	0.15	10	0.028	4.75	C-V

**VI-7 Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{305} = 0,082 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{1,20}{20 \times 16,7} = 0,034$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{7,9}{100 \times 21,5} = 0,0036 < \frac{2}{400} = 0,005$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

**Conclusion :**

Vue que les armatures du voile périphérique sont inférieures à celle des voiles dans le sous-sol ; donc on opte même que les voiles.

## Ferrailage de l'infrastructure

### VII -1 Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

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 résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

- Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

#### ➤ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

#### ➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

### VII-2 Etude du sol :

La contrainte admissible du sol est égale à 2.5 bars.

### VII-3 Choix de système de fondation :

➤ Semelles filantes : Le dimensionnement se fera à L'ELS en utilisant la formule

$$\text{suivante : } \frac{N_s}{A_{\min}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol

$A_{\min}$  : La surface nécessaire minimale

$N_s$  : effort normal sous poteaux et voiles à L'ELS donnée par fichier resulta

STORY	POINT	LOAD	FZ (t)
Summation	Base	ELS	14353.78

**La surface nécessaire minimale:**

$$A_{\min} = \frac{N_s}{\sigma_{Sol}} = 574.15 \text{ m}$$

**La surface totale du bâtiment :**

$$A_{\text{bat}} = 699.73 \text{ m}^2$$

**Calcul le pourcentage de la section des semelle para pour à la section de bâtiment :**

$$\frac{A_{\min}}{A_{\text{bat}}} = \frac{574.15}{699.73} = 82\%$$

**Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, donc on adoptera pour un **radier général**.

**VII-4 Etude de radier :**

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

**VII-4-1 Pré dimensionnement du radier :****a) Dalle de radier :****➤ Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

**➤ Selon la condition forfaitaire :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{533}{20} = 26.65 \text{ cm}$$

On prend :  $h_d = 40 \text{ cm}$

$h_d$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : portée maximale.  $L_{\max} = 533 \text{ cm}$

**b) Nervure :****➤ Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \dots \text{ Soit } h_n = 60 \text{ cm.}$$

➤ **Selon la condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \dots \text{ Soit } 66.63\text{cm} \leq h \leq 106.6\text{cm}$$

➤ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} \times 5.33\right]^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 114\text{cm}$$

On prend :  $h_n = 1.20$  m

c) **Dalle flottante :**

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{\max}} \leq \frac{1}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis}).$$

$$L_{\max} = 533\text{cm}$$

$$\frac{533}{50} \leq h_t \leq \frac{533}{40} \Rightarrow 10.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 13.33 \text{ cm}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à 12 cm

**Conclusion**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_n = 120$  cm ..... Hauteur de la nervure.
- $h_d = 40$  cm ..... Epaisseur de radier.
- $b = 50$  cm ..... Largeur de la nervure.
- $h_t = 12$  cm ..... Hauteur de la dalle flottante.

**VII-5 Détermination de la surface nécessaire du radier :**

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{ELU: } S_{\text{rad}} \leq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 591.92 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{rad}} \leq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = 574.15 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 699.73 \text{ m}^2 \geq S_{\text{rad}} = \max(574.15, 591.92) \text{ m}^2$$

Avec :  $N_u$  donnée par fichier resulta

STORY	POINT	LOAD	FZ (t)
Summation	Base	ELU	19681.4

D'où:  $N_u = 19681.4 \text{ t}$

**VII-6 Calcul la longueur de débord :**

Le BAEL, nous impose un débord minimal de largeur  $L_d$  qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

On prend :  $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

On a:  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{déb}}$

$$S_{\text{rad}} = 767.46 \text{ m}^2$$

**VII-7 Détermination des efforts à la base du radier :**➤ **Poids du radier :**

- Le poids de bâtiment est donnée par fichier resulta :

STORY	POINT	LOAD	FZ (t)
Summation	Base	G	12327.95

- Calcul le poids de radier :

$G_{\text{radier}} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids du remblais} + \text{poids de la dalle flottante} + \text{poids de débord}$

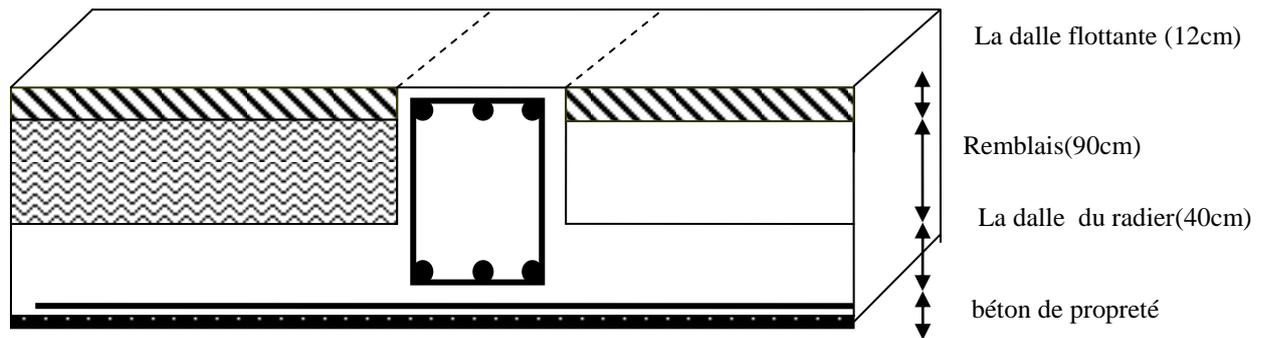


Figure VII-1 : La coupe verticale d'un radier générale

- Poids de la dalle :  $25 \times 767.46 \times 0.4 = 5755.95 \text{ KN}$
- Poids de remblais :  $17 \times (767.46 - 154.9) \times (1.2 - 0.5) = 7289.46 \text{ KN}$
- Poids de la dalle flottante :  $25 \times 0.12 \times (767.46 - 154.9) = 1531.4 \text{ KN}$
- Poids de la nervure :  $= 154.9 \times (1.2 - 0.5) \times 25 = 2710.75 \text{ KN}$
- Poids de débord :  $25 \times 0.6 \times 72 = 900 \text{ KN}$

Alors:  $G_{\text{radier}} = 18187.56 \text{ KN}$ .

$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bâtiment}} = 141467.06 \text{ KN}$ .

➤ **Charge d'exploitation :**

- Le poids de bâtiment est donnée par fichier resulta :

STORY	POINT	LOAD	FZ (t)
Summation	Base	Q	2025.78

- Calcul le poids de radier :

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{radier}} = 2.5 \times 767.46 = 1918.65 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 2025.78 + 1918.65 = 3944.43 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'actions :**

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 \times 141467.06 + 1.5 \times 3944.43 = 196897.17 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = 141467.06 + 3944.43 = 145411.5 \text{ KN}$$

### **VII-8 Vérification :**

➤ **Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1\text{m}; d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.3 = 0.27\text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{196897.17 \times 1}{767.46} \times \frac{5.33}{2} = 652.98\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{652.98}{1 \times 0.27} = 2418.44\text{ kN/m}^2 = 2.418\text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4\text{ MPa} \right\} = 2.5\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.418 < \bar{\tau}_u = 2.5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'effort sous pression :**

$$P \geq \alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure Z = 1.00 m

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement α = 1.5

γ<sub>w</sub> : Poids volumique de l'eau (γ<sub>w</sub> = 10KN/m<sup>3</sup>)

$$P = 135761.71\text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 2.5 \times 767.46 \times 10 \times 1 = 11511.9\text{ KN}$$

$$P = 135761.71\text{ KN} \geq (\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z) = 11511.9\text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \left( \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

N<sub>u</sub> : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau et pour le voile.

μ<sub>c</sub> : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

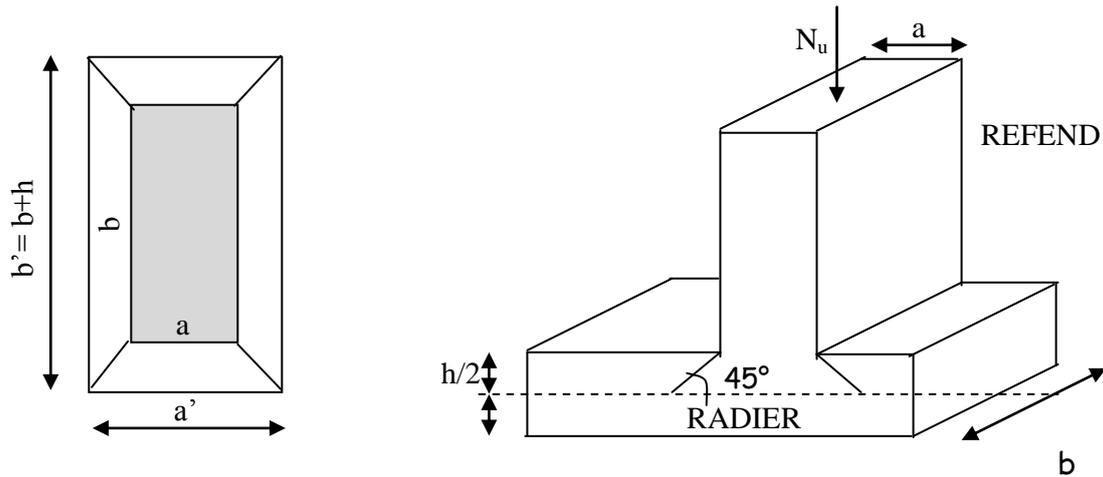


Figure VI-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$ :**

➤ Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.8 + 0.8 + (2 \times 0.9)) = 7.2m$$

$N_u = 5441.5KN$  l'effort normal maximum (poteau C13)

$$\left( \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right) = \left( \frac{0.07 \times 7.2 \times 0.9 \times 25000}{1.5} \right) = 7560KN$$

$N_u = 5441.5 KN < 7560 KN$ .....condition vérifiée.

➤ Voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + (2 \times h)) = 2 \times (0.25 + 1 + (2 \times 0.9)) = 3.05m$$

$N_u = 1495.68KN$  l'effort normal maximum (voile VL2)

$$\left( \frac{0.07 \times 3.05 \times 0.9 \times 25000}{1.5} \right) = 3202.5KN$$

$N_u = 1495.68 KN < 3220.5KN$ .....condition vérifiée.

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est

sollicité par les efforts suivants :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

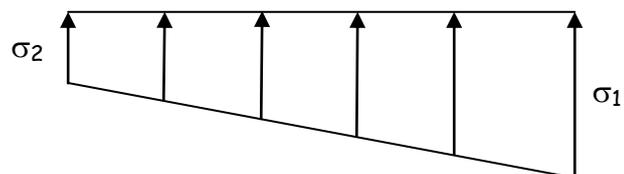


Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \overline{\sigma_{sol}}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Les inerties : suivant les axes principaux de l'étude sismique.

**Centre de gravité:** X: 19.155 m  
Y: 20.125 m

**Moments d'inertie:** I<sub>x</sub>: 340313.638 m<sup>4</sup>  
I<sub>y</sub>: 306875.704 m<sup>4</sup>

➤ **Sens longitudinal** : M<sub>x</sub> = 387770.59KN m

**ELU :**

$$\sigma = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \times V \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 280.76 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_2 = 232.34 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

D'où :  $\sigma_m = 268.65 \text{ KN} / \text{m}^2 < 1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} = 332.5 \text{ KN} / \text{m}^2$  ..... Condition vérifiée.

**ELS:**

$$\sigma = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \times V \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 213.67 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_2 = 165.26 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

D'où :  $\sigma_m = 201.56 \text{ KN} / \text{m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2$  ..... Condition vérifiée

➤ **Sens transversal** : M<sub>y</sub> = 372847.013KN.m

**ELU :**

$$\sigma = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 278.60 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_2 = 234.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

D'où :  $\sigma_m = 267.57 \text{ KN} / \text{m}^2 < 1.13 \times \overline{\sigma_{sol}} = 332.5 \text{ KN} / \text{m}^2$  ..... Condition vérifiée

**ELS :**

$$\sigma = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \times V \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 211.52 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_2 = 167.7 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

D'où :  $\sigma_m = 200.56 \text{ KN} / \text{m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2$  ..... Condition vérifiée

**VII-9 ferrailage du radier****VII-9-1 Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

- Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

➤ Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau :**

$$L_x = 5.9\text{m} ; L_y = 6\text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.9}{6} = 0.98$$

$0,4 \leq \rho = 0.98 \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **Calcul des sollicitations :**

**a) Etat limite ultime :**

$$q_u = \left( \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = 268.65 - \frac{18187.56}{767.46} \cdot 1\text{m} = 244.95\text{KN/ml}$$

**b) Etat limite de service :**

$$q_s = \left( \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = 201.56 - \frac{18187.56}{767.46} \cdot 1\text{m} = 177.86 \text{KN/ml}$$

**➤ Calcul à L'ELU :**

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.911 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_X$  et  $M_Y$  :

$$M_X = \mu_x \times q_u l_x^2 = 0.0401 \times 244.95 \times (5.9^2) = 341.92 \text{KN.m}$$

$$M_Y = \mu_y \times M_X = 0.911 \times 341.92 = 311.50 \text{KN.m}$$

**Calcul à L'ELS :**

Calcul des moments  $M_X$  et  $M_Y$  :

$$M_X = \mu_x \times q_s l_x^2 = 0.0401 \times 177.86 \times (5.9^2) = 248.27 \text{KN.m}$$

$$M_Y = \mu_y \times M_X = 0.911 \times 248.27 = 226.18 \text{KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

$$\text{Moments sur appuis : } M_{a-x} = 0.5 \times 248.27 = 124.14 \text{KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 226.18 = 113.09 \text{KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_{t-x} = 0.75 \times 248.27 = 186.20 \text{KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 226.18 = 169.635 \text{KN.m.}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

**Remarque :**

Le ferrailage de radier est donnée dans le tableau suivant :

			M (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{add}$ (cm <sup>2</sup> )	ferraillage
ELU	XX	appuis	124.14	0.063	SSA	0.967	9.97	12.32	8HA14
		travée	186.20	0.095	SSA	0.949	15.24	16.07	8HA14
	YY	appuis	113.09	0.058	SSA	0.970	9.05	12.32	8HA14
		travée	169.64	0.88	SSA	0.954	13.81	16.07	8HA16

**VII-9-1-1 Vérifications :**

➤ **La condition de non fragilité du béton :**

$$A_{min} = b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] = 100 \times 40 \times \frac{0.0008}{2} \left[ 3 - \frac{5.9}{6} \right] = 3.23 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Avec :  $\rho_0 = 0,0008$  pour FeE400

➤ **L'espace des barres :**

$$St \leq \min \{ 3h, 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t^{max} = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **L'effort tranchant :**

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

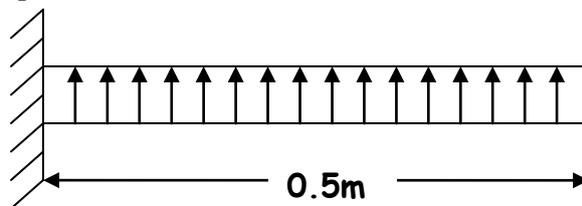
$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u.L}{2} = \frac{244.95 \times 5.9}{2} = 722.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{722.60 \times 1000}{1000 \times 270} = 1.95 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VII-9-2 Ferraillage du débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 0,50 m, encastré d'un côté et libre de l'autre, soumis à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.



FigureVI-3 : schéma statique de débord

**Remarque:**

Avant de passer au ferraillage il faut vérifier ce que on a une console courte (Annexe BAEL99) .

Pour la vérification que:  $d > l$  ou  $d > 2a$

l : longueur de la console

a : distance du point d'application de la résultante de la charge

d : hauteur utile.

$l = 35\text{cm} > l = 50\text{cm}$  .....Condition non vérifiée.

On ferraillera la console comme suit :

**ELU:**  $M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{244.95 \times 0.50^2}{2} = -30.62\text{KN.m}$

/	M(KNm)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{dd}(\text{cm}^2)$	ferraillage
ELU	30.62	0.016	SSA	0.992	2.40	4.51	4HA12

Vue que les armatures du débord sont inférieures à celle de dalle; et pour une meilleure disposition les armatures de la dalle vont être prolongées.

Donc on opte pour le même ferraillage dans les deux sens.

**VII-9-2-1 Vérification :**

➤ **La condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.48\text{cm}^2$  .....Condition vérifiée

**VII-9-2-2 Armatures de répartition :**

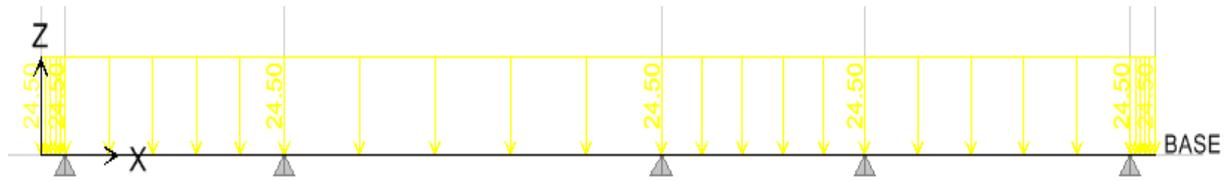
$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.51}{4} = 1.13\text{cm}^2 \Rightarrow$  On adopte pour: 4 HA12 = 4.52cm<sup>2</sup>.  $S_t = 17\text{cm}$ .

**VII-9-3 Ferraillage de la nervure :**

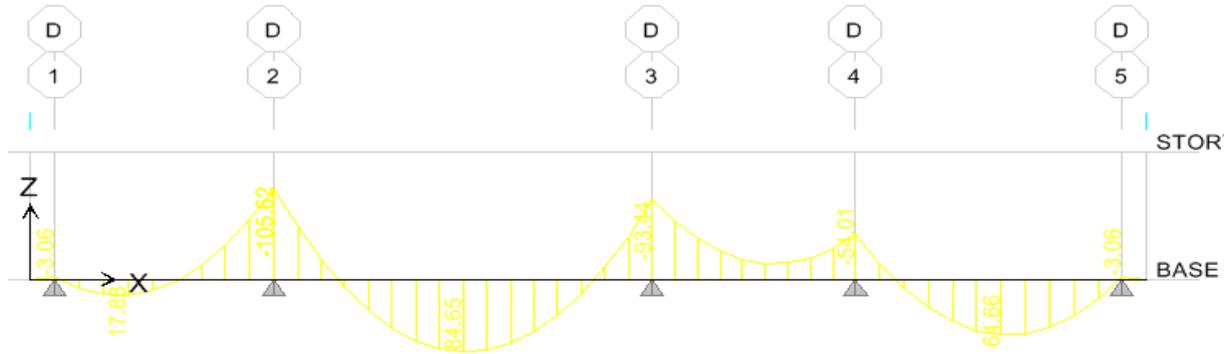
Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

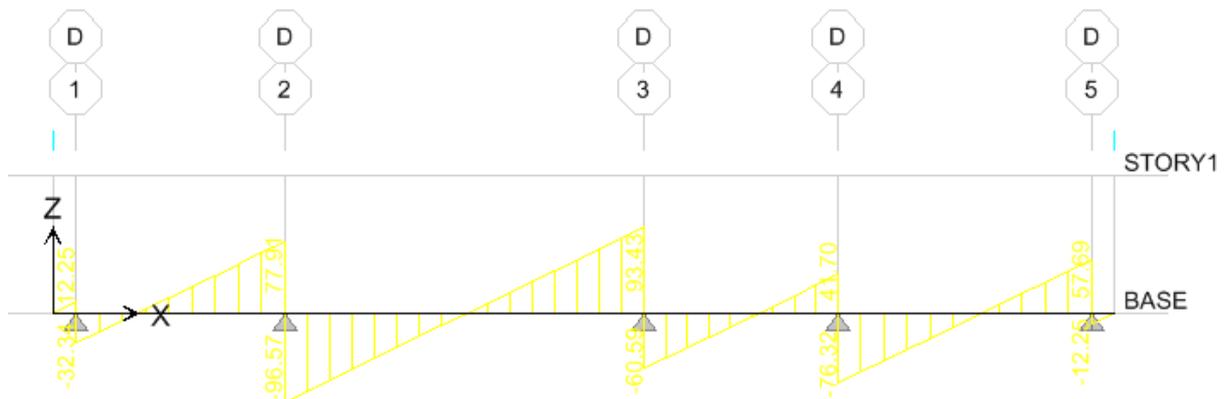
➤ **Chargement de la nervure :**



Après la modilisation de la nervure on tire les diagrammes du moment et l'effort tranchant



**Diagramme des moments fléchissant sous Qu**



**Diagramme des efforts tranchants sous Qu**

Le calcul se fera avec les moments max, soit en travées ou en appuis.

$$M_{a\max} = 105.62t.m$$

$$M_{t\max} = 84.65t.m$$

$$h = 120cm ; b = 50cm ; d = 115cm ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa .$$

On utilise le logiciel GeniCad pour le calcul des sections d'aciers.

/	M <sub>max</sub> ( t.m)	obs.	A <sub>s</sub> ( cm <sup>2</sup> )	choix des barres Lit sup	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )
Sur appui	105.62	SSA	28.09	10HA20	31.4
mi-travée	84.65	SSA	22.21	5HA20+5HA16	25.75

**VII-9-3-1 Espacement des armatures transversales :**

**En zone nodale :**  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right) = \min (30; 19.2) = 19.2 \text{ cm}$

**En zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm}$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante.

**VII-9-3-2 Armatures transversales minimales :**

$$A_{t\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 20 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

**VII -9-3-3 Armatures de peau :**

(BAEL91/Art 4.5.34)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 1 \text{ m} = 3 \text{ cm}^2 \text{ par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2 \text{ HA14} = 3,08 \text{ cm}^2 \text{ par paroi.}$$

**VII-9-3-4 Vérifications :**➤ **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 115 \times 2,1}{400} = 6,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_s = 31,4 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,94 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_s = 25,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,94 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_{u\max} = 965,7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{965,7 \times 10^3}{500 \times 1150} = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

➤ **Le diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  .....Condition vérifiée

➤ **L'influence de l'effort tranchant sur le béton :** (B.A.E.L.91/Art.5.1, 313)

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{d}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b \cdot d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b \times d \times f_{c28}$$

$V_u = 965.7 \text{ KN} < 0.267 \times 0.5 \times 1.15 \times 25 \times 10^3 = 3838.125 \text{ KN}$  .....Condition vérifiée

➤ **La contrainte dans le béton à l'ELS :** (BAEL 91/Art A.4.5.2)

-Il faut que les contraintes de compression du béton vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{adop}}{b \times d} \quad \rho_1 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 \text{ et } K$$

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; 110(u \times f_{t28})^{1/2} \} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les vérifications sont résumées dans les tableaux suivants :

ZONE	Sur appui	Zone II
$M_{ser} \text{ ( KN .m)}$	766.5	614.3
$A_{adop} \text{ ( m}^2\text{)}$	31.4	25.75
$\rho_1$	0.542	0.45
$\beta_1$	0.89	0.898
$K$	30.45	34.02
$\sigma_s \text{ (MPa)}$	53.26	51.58
$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	2.07	2.01
<b>Vérification</b>	C-V	C-V

## **Conclusion générale**

L'étude et le calcul des structures qui associent les voiles et les portiques s'avère très compliquée à cause des phénomènes d'interaction et les résultats correctes , surtout pour une structure qui présente une asymétrie en plan et en élévation , ce qui pourrait accroître le risque de torsion en cas de séisme s' il y a un mauvais positionnement des voiles .

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. .

C' est pourquoi l'emploi des logiciels utilisant la méthode des éléments finis comme ETABS s'avère très salvateur. L'étude menée dans le cadre de ce projet de fin d' étude nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus, ainsi que l' utilisation du logiciel ETABS .

# Bibliographie

## **Règlements :**

- Règles Parasismique Algeriennes RPA99 V2003
- Document Technique Réglementaire B.C.2.2
- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé CBA 93
- Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99.

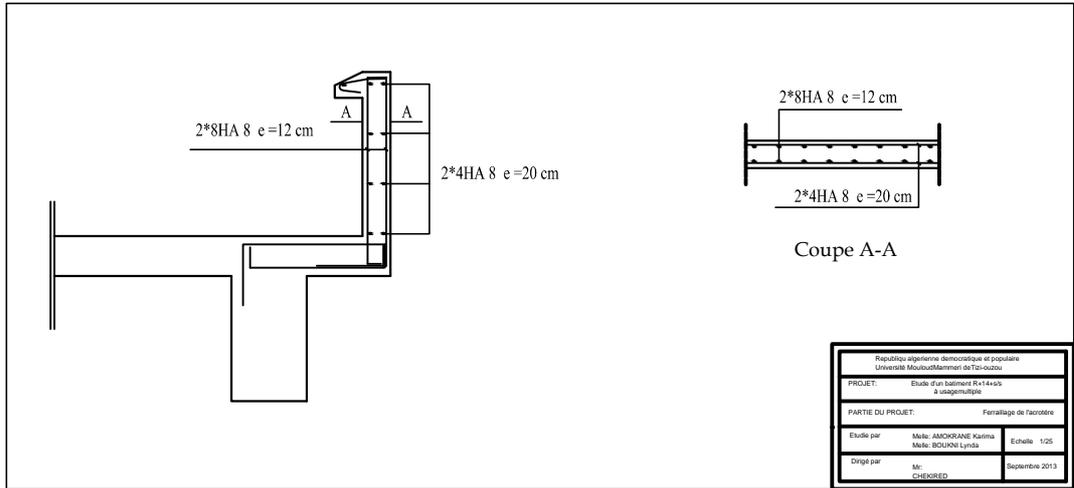
## **Ouvrages:**

- Formulaire du béton armé 1 et ....VICTOR DAVIDOVICHI édition1996
- Conception et calcul des structures de bâtiments HENTY THONIER 1992
- Exercice en béton armé selon les règles BAEL 83 par PIERRE CHARON édition 1991
- Tables de barres calcul des dalles pleines et parois

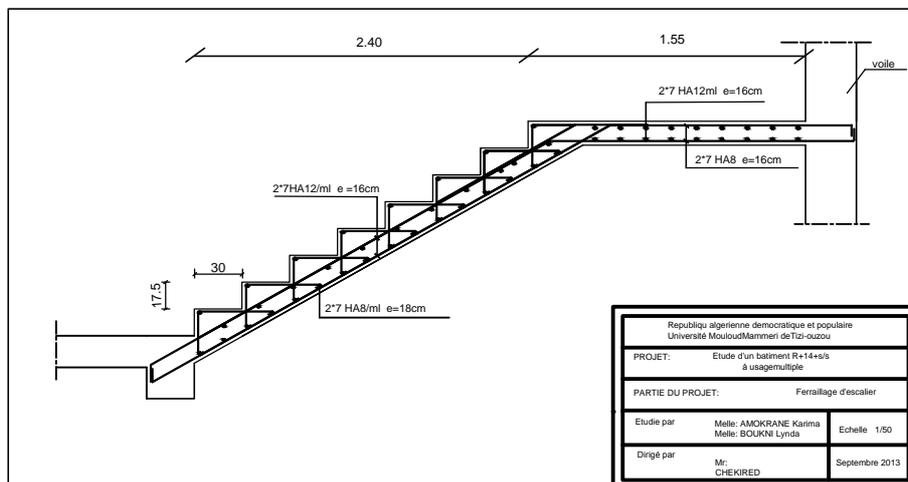
## **Thèses :**

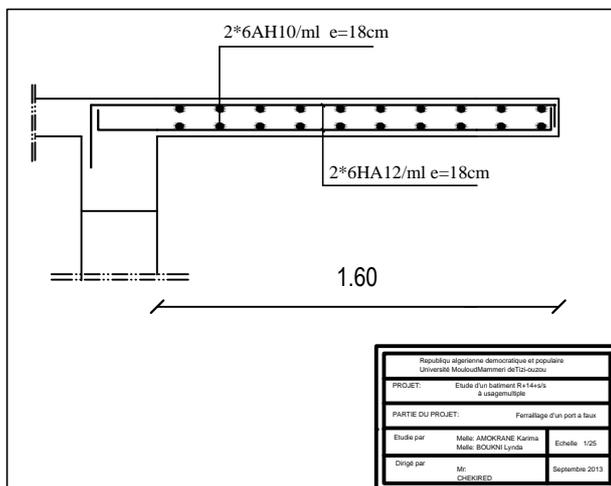
- Thèses des années présidentes

***Cours et TD des années précédentes***

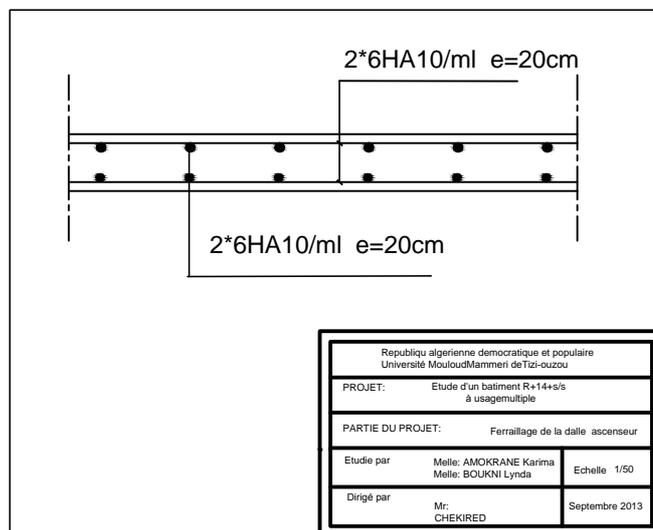


République algérienne démocratique et populaire Université Moukaddem El Bacha	
PROJET: Etude d'un bâtiment 6x14x5 à usage multiple	
PARTIE DU PROJET: Ferrillage de fasciots	
Etude par: M. AMCHOUANE Fatima M. BOUKNI Lynda	Echelle: 1/25
Dirigé par: M. CHEKIREB	Septembre 2013



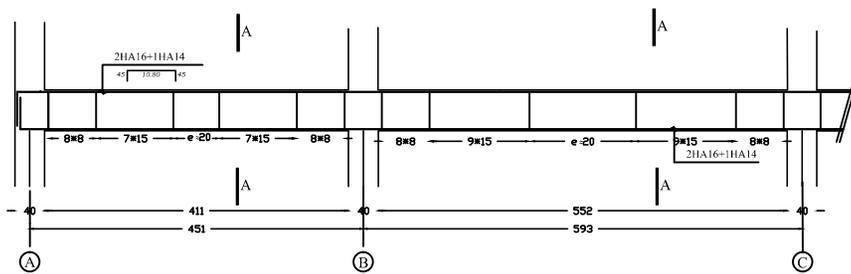


République algérienne démocratique et populaire		
Université MouhoudMammeri de Tizi-ouzou		
PROJET:	Etude d'un bâtiment R+14+5/s à usages mixtes	
PARTIE DU PROJET:	Ferraillage d'un pont à bout	
Etude par	Mlle: AMICKRANE Karima Mlle: SOUKRI Lynda	Echelle: 1/25
Dirigé par	Mr: CHEIKHED	Septembre 2013

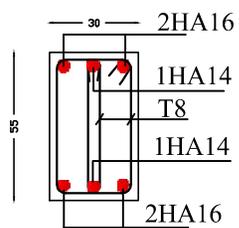


Republiqu algérienne démocratique et populaire Université MouloudMammeri de Tizi-ouzou		
PROJET: Etude d'un bâtiment R+14+s/s à usagemultiple		
PARTIE DU PROJET: Ferrailage de la dalle ascenseur		
Etudie par	Melle: AMOKRANE Karima Melle: BOUKNI Lynda	Echelle 1/50
Dirigé par	Mr: CHEKIRED	Septembre 2013

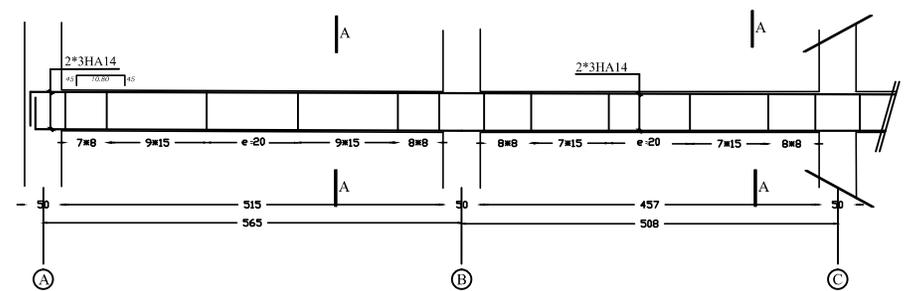
Poutre transversale du 11--> 13 etage Axe D



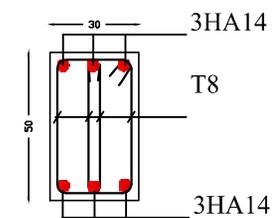
COUPE A-A

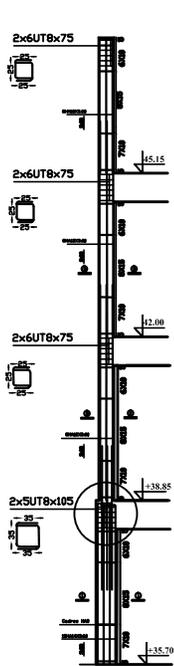


Poutre longitudinale du 8 --> 10 etage Axe 3

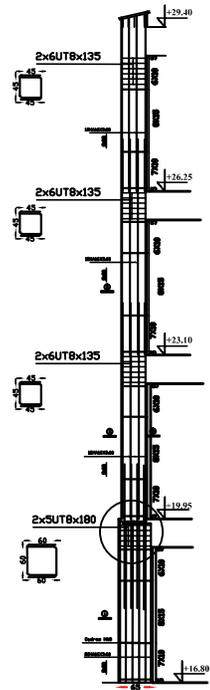
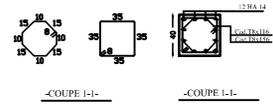
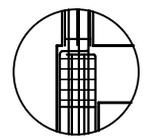
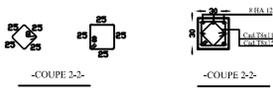


COUPE A-A

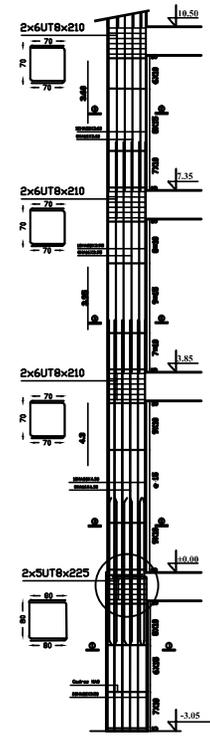
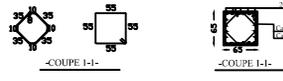
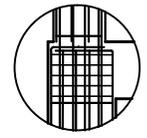
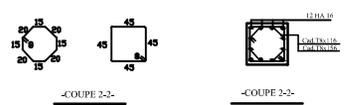




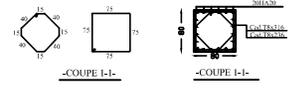
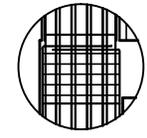
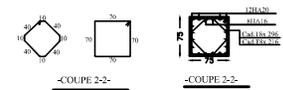
Poteau du 11 -->14 etage

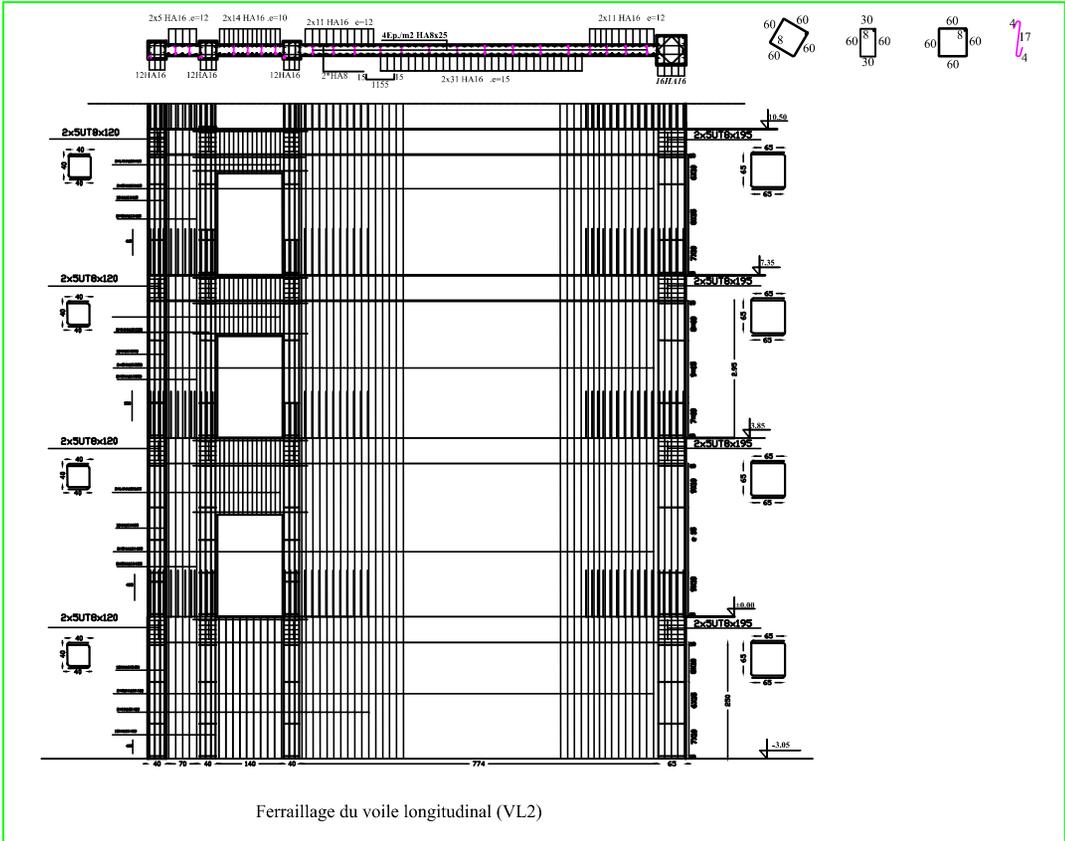


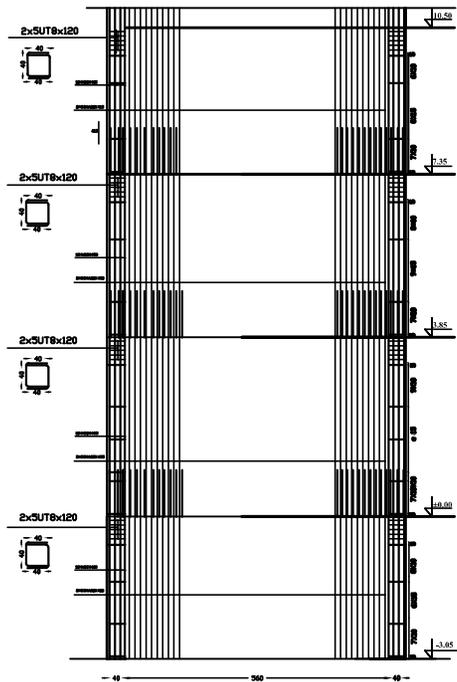
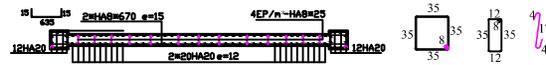
Poteau du 5 --> 8 etage



sous sol ; RDC et 1 etage

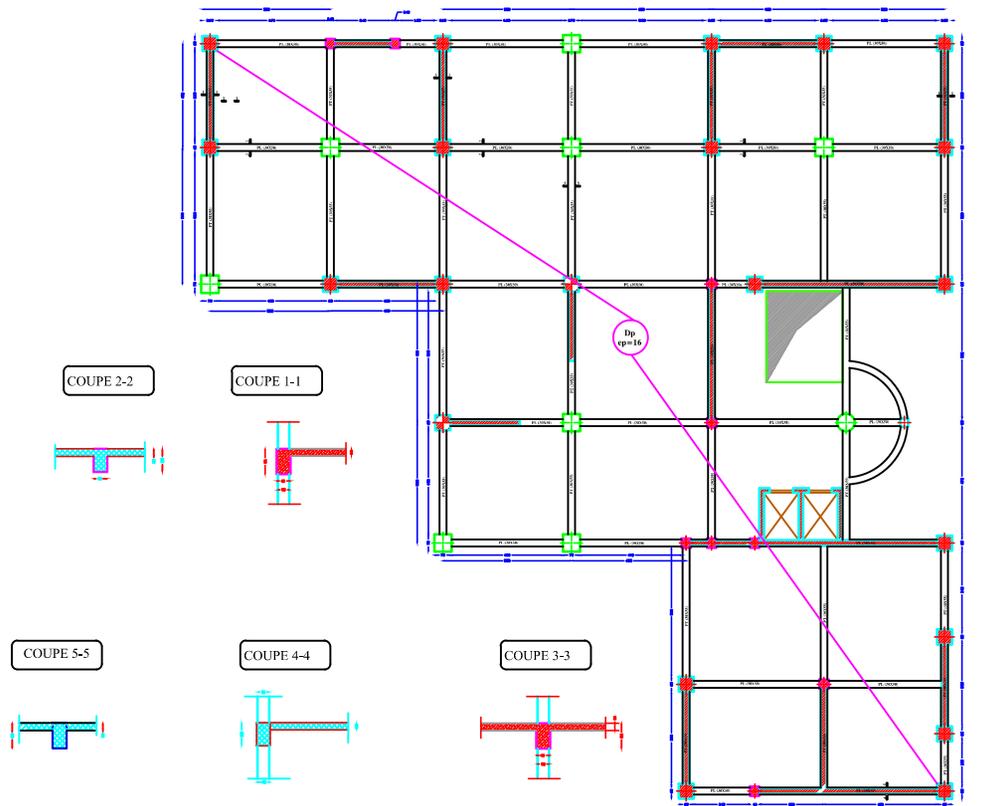


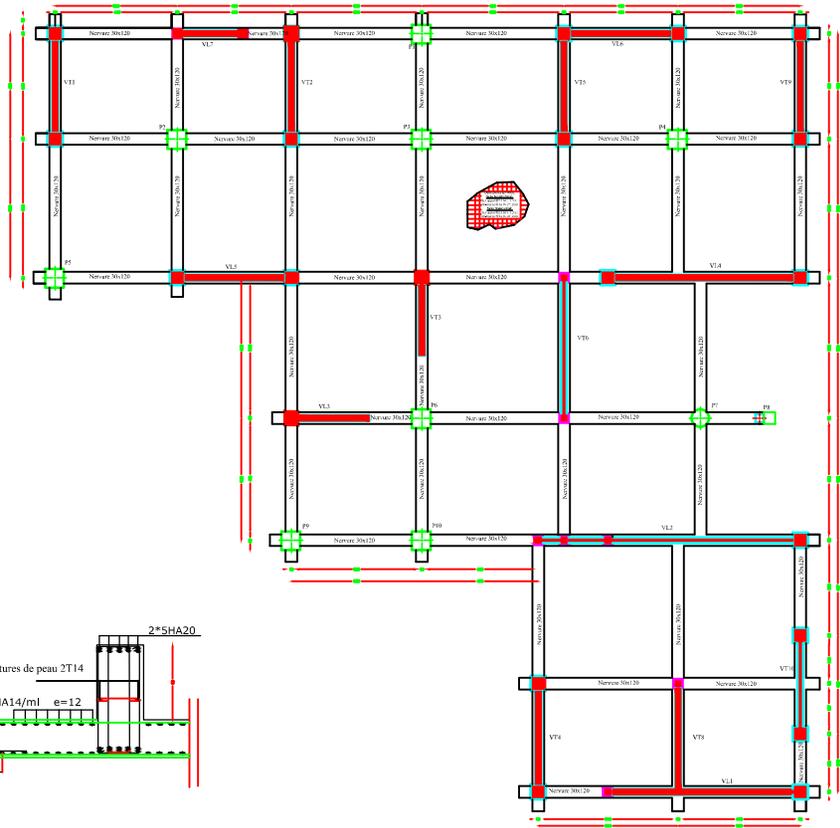
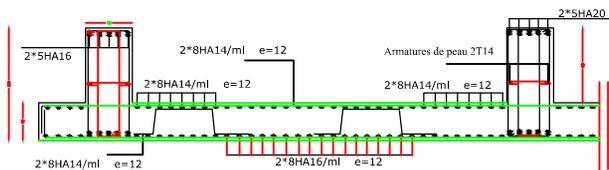




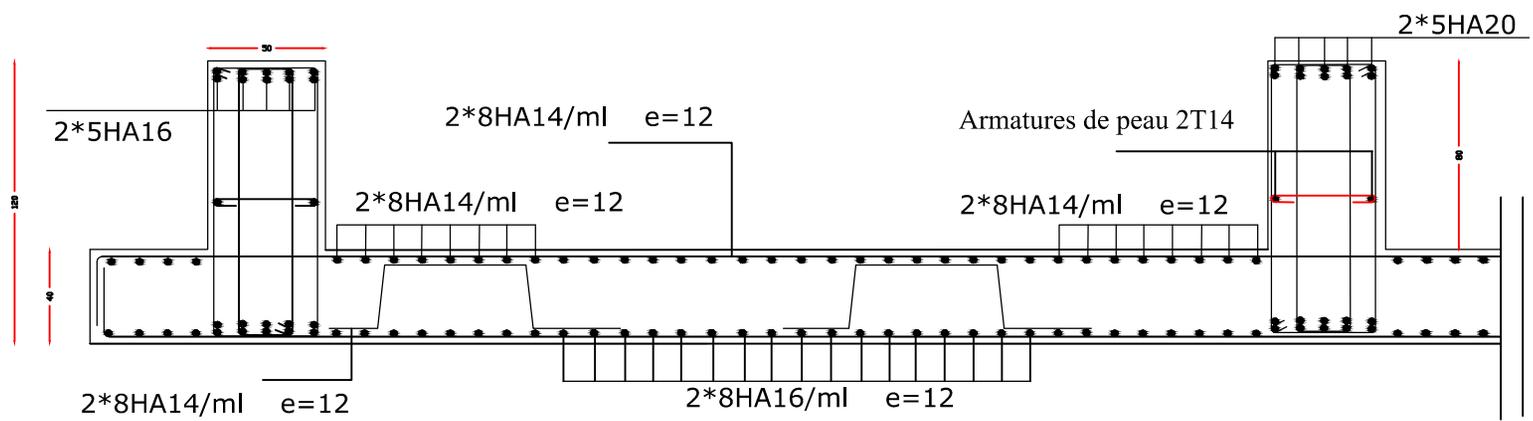
Ferrailage du voile transversal (VT6)

Plan de coffrage





République algérienne démocratique et populaire Université MouloudMammeri de Tizi-ouzou	
PROJET: Etude d'un bâtiment R+14+s/s à usagemultiple	
PARTIE DU PROJET: Plan de coffrage et ferrailage du radier	
Etude par : Melle: AMOKRANE Karima Melle: BOUKNI Lynda	Echelle 1/50
Dirigé par : Mr CHEKIRAD A	Septembre 2013



Ferrailage du radier général