

II.1. INTRODUCTION

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

II.2.1 Les Planchers :

Les planchers, quelque soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les Planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé (figure II.1).

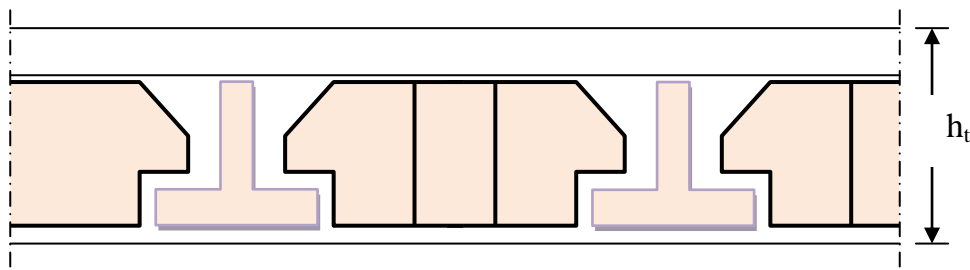


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{\min(L_{x_{\max}}, L_{y_{\max}})}{22,5}$$

L_{\max} : Portée libre de la plus longue travée.

h_t : hauteur totale du plancher

$$\text{Par suite : } h_t \geq \frac{335}{22,5} = 14,88 \text{ cm } h_t = 14,88 \text{ cm}$$

Conclusion :

Ainsi, on opte pour un plancher de $h_t = 14,88 \text{ cm}$; soit un plancher de (16+4)

Avec : Epaisseur du corps creux : 16 cm.

Epaisseur de la dalle de compression : 4 cm.

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux, leur redimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

a) Condition de résistance la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

b) Condition de coupe-feu :

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

c) Isolation phonique :

Selon les règles techniques CBA93 en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale 13cm pour obtenir une isolation acoustique.

Donc : on limite l'épaisseur de la dalle pleine a : 15cm.

II.2.4 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier se compose par un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche s'appelle le giron (g). On désigne par (h) la hauteur d'une marche. Les escaliers sont simplement appuyés à leurs deux extrémités

Notre ouvrage comporte un escalier de type « droit » à trois volées.

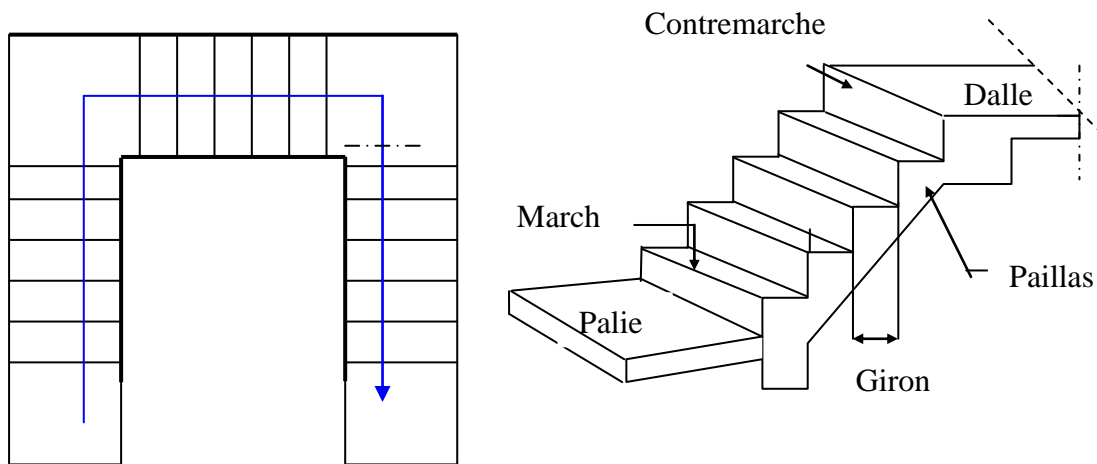


Figure II.2 : Schémas de l'escalier

Caractéristiques techniques .

Un escalier est caractérisé par :

g : largeur de marche (giron).

h : hauteur de la contre marche.

n : nombre de marche.

L : largeur la volée.

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante :

Formule de BLONDAL : $59 \leq g + 2 h \leq 66\text{cm}$.

$$16,5 \leq h \leq 17,5$$

- Hauteur de la marche : $h=17\text{cm}$.
- En pratique on prend : $g=30\text{cm}$.

a. pour l'Entre-sol 01 :

On a 2 type d'escaliers :

- escalier à 3 volées.
- escalier droit.

1. Escalier droit:

$$NC (S-S_1) = \frac{H}{h} = \frac{87}{17} = 6$$

NC : nombre des contremarches.

On aura 6 contremarches.

$$N = NC(S-S_1) - 1 = 6-1=5 \text{ marches.}$$

-Inclinaison de la paillasse:

$$H = NC \times h$$

$$H = 6 \times 17 = 1,02m$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{102}{154} = 0,66 \quad \alpha = 33,42^\circ$$

$$\text{- La longueur de volée est : } L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{102}{\sin 33,42} = 185,20cm$$

$$\text{- L'épaisseur de la paillasse est : } \frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20}$$

$$\frac{185,20}{30} \leq ep \leq \frac{185,20}{20} \quad \longrightarrow \quad 6,173 \leq ep \leq 9,29$$

On prend : $ep = 15cm$

- l'épaisseur du palier : $ep = 15cm$.

Tableau. II.1 : Récapitulatif qui présente les dimensions de d'escalier du e-sol 1

Escalier droit	H (m)	N	L	α	Lp(m)	e (paillasse)	e (palier)
E-SOL 1	1,02	5	150	33,42°	18,52	15	15

2. Escalier a 3 volées :

-Pour le 1^{er} et 3^{ème} volée :

$$NC = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = 7$$

On aura 7 contremarches.

$$N = NC - 1 = 7-1=6 \text{ marches.}$$

On aura 6 marches.

-Inclinaison de la paillasse:

$$L_1 = g (NC-1)$$

$$L_1 = 30(7-1) = 180 \text{ cm}$$

$$L_1 = 180 \text{ cm.}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{119}{180} = 0,66 \quad \alpha = 33,42^\circ$$

-La longueur de volée est : $L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{119}{\sin 33,42} = 216,06 \text{ cm}$

-L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20}$

$$\frac{216,06}{30} \leq ep \leq \frac{216,06}{20} \quad \rightarrow \quad 7,20 \leq ep \leq 10,80$$

On prend : $ep = 15 \text{ cm.}$

-L'épaisseur de palier : $ep = 15 \text{ cm.}$

Tableau. II.2 :Récapitulatif qui présente les dimensions de 1^{er} et 3^{ème} volée de l'E-SOL 1

le 1 ^{er} et 3 ^{ème} volée	H (m)	n	L	α	Lp(m)	e (paillasse)	e (palier)
E-SOL 1	1,19	6	180	33,42 ⁰	2,16	15	15

-Pour la 2^{ème} volée :

Tableau. II.3 :Récapitulatif qui présente les dimensions de la 2^{ème} volée de l'E-SOL 1

le 2 ^{ème} volée	H (m)	n	L	α	Lp(m)	e (paillasse)	e (palier)
E-SOL 1	0,68	3	90	36,86 ⁰	1,13	15	15

b. Pour l'étage courant :**-Escalier à 3 volées :**Tableau. II.4 : Les dimensions de la 1^{ère} et 3^{ème} volée de l'étage Courant

Le 1 ^{ier} et 3 ^{ème} volée	H (m)	N	L	α	Lp(m)	e (paillasse)	e (palier)
Etage courant	1,19	6	180	33,46 ⁰	2,15	15	15

Tableau II.5 : Dimensions de la 2^{ème} volée d'étage courant

Le 2 ^{ème} volée	H (m)	n	L	α	Lp(m)	e (paillasse)	e (palier)
Etage courant	0,68	3	90	36,86	1,13	15	15

II.3 PEDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS PRINCIPAUX**II.3.1 Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton arme coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteau, voiles)

D'après le RPA99 .V2003, les autres doivent respecter les dimensions suivantes :

- $h \geq 30\text{cm}$
- $b \geq 20\text{cm}$
- $h / b \leq 4\text{cm}$

❖ **Poutre principale** : qui constitue des appuis aux poutrelles

❖ **Poutre secondaire** : qui assure le chaînage

1. Poutre principale :

- **La hauteur :**

Le pré dimensionnement des poutres principales sera effectuée selon les lois suivantes

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{442}{15} \leq h_t \leq \frac{442}{10} \quad , \text{ avec } L = 4,42\text{m}$$

$$29,46 \text{ cm} \leq h_t \leq 44,20 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad h_t = 40 \text{ cm}$$

- **Le largueur :**

$$0,3h_t \leq b \leq 0,6h_t \Rightarrow 12 \leq h_t \leq 28 \quad , \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Donc on prend **(h x b) = (40x30) cm²**

2. Poutre secondaire :

- **La hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \quad , \text{avec } L = 3,80m$$

$$25,33 \leq h_t \leq 38 \quad \text{on prend } h_t = 35 \text{ cm}$$

- **La largueur :**

$$0,3h_t \leq b \leq 0,6h_t \Rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5 \quad , \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

On prend **(h x b) = (35x30) cm²**

Ces dimensions doivent respecter (l'article : 7.5.1 de "RPA 99 version 2003") qui ce présente comme suit :

Tableau II.6 : Les dimensions des poutres principales et secondaires

Dimensions	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	C.V
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	C.V
$h/b \leq 4$	1,33	1,16	C.V

II.3.2 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. Les voiles assurant le contreventement sont supposés, d'après le RPA 99 version 2003 article 7.7.1, comme éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4 e$) (figure 2.4). L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

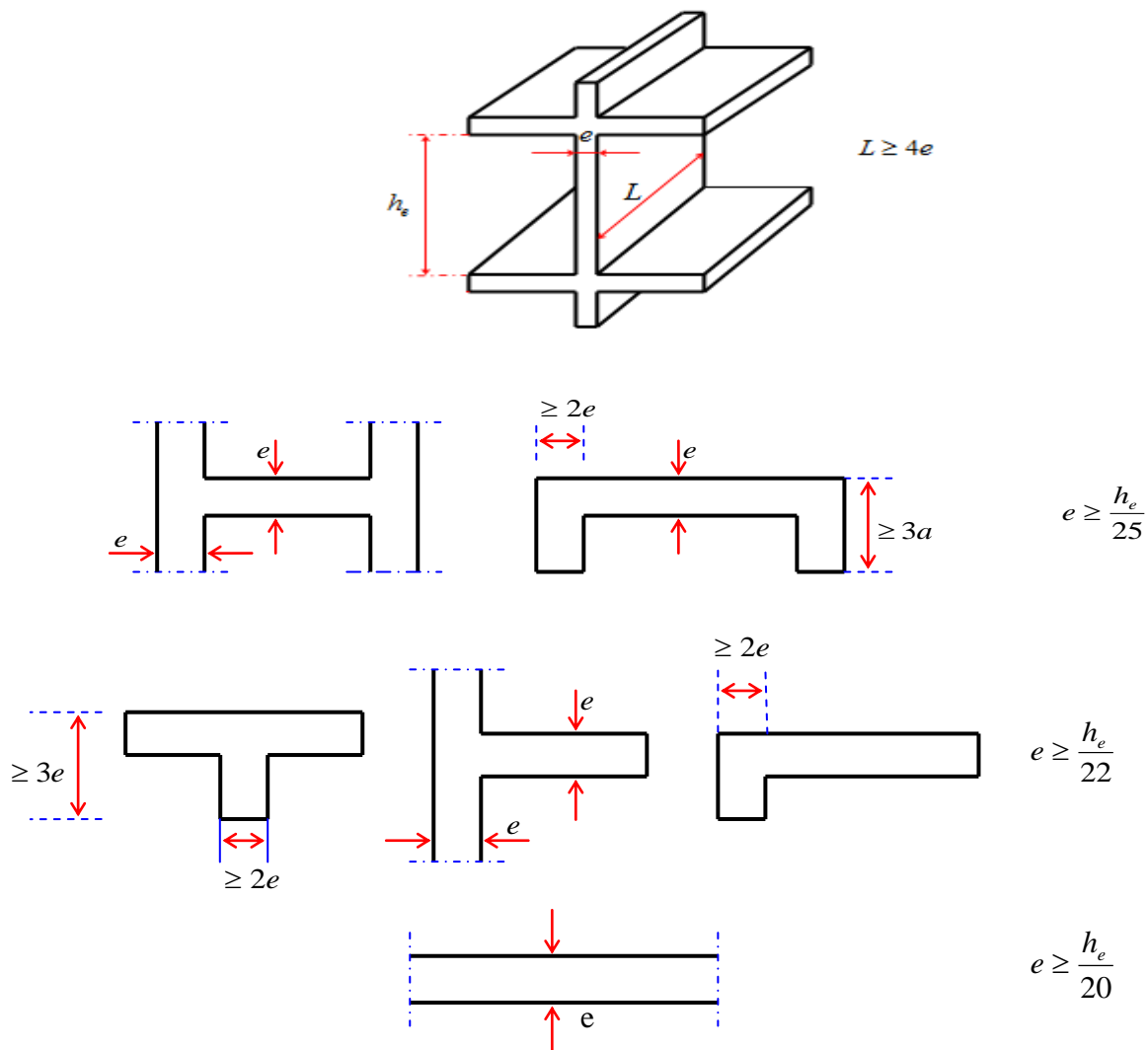


Figure II.3: Schémas des voiles

-Pour étage courant

$$h_e = h - 20 = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{he}{20} \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(e_{\min}, \frac{h_e}{20}\right) \Rightarrow e \geq \max(15 ; 14,30) \Rightarrow \text{soit: } e = 15 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

-Pour entre-sol 1

$$h_e = h - 20 = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{he}{20} \Rightarrow e \geq \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(e_{\min}, \frac{h_e}{20}\right) \Rightarrow e \geq \max(15 ; 19,4) \Rightarrow \text{soit: } e = 20\text{cm}$$

Ainsi, on adopte l'épaisseur des voiles : **e= 20cm** sur toute la hauteur de la structure.

II.3.3 les poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités (de rive, d'angle et de centre). On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- On considère le poteau le plus sollicité (central, de rive et d'angle).
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- On amènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

La formule générale :

$$Br \geq \frac{k \times \beta \times Nu}{\frac{\theta \times fbc}{0,9} + \frac{0,85 fed}{\gamma_s} \frac{A}{Br}} \text{ Avec : } \begin{cases} K = 1 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

Tel que :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$f_{ed} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} K = 1,10 & \text{si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ K = 1,20 & \text{si plus de la majorité des charges est appliquée avant 28 jours.} \end{cases}$$

K = 1 pour les autres cas.

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} : T > 24h \dots\dots\dots \text{c'est notre cas} \\ \theta = 0,9 \quad \left\{ \begin{array}{l} : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0,85 \quad \left\{ \begin{array}{l} : T < 1h \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

- si $\lambda \leq 50$: $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$
- si $50 < \lambda < 70$: $\beta = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$

$\lambda = l\sqrt{12} / a$ (a : la plus petite cote).

$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$: Section réduite obtenue en retirant 1cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau.

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra : $\lambda = 35$
D'où :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,2$$

N_u : Effort normal ultime sollicitant le poteau

D'après le BAEL 99 N_u doit respecter la condition ci –après :

$$N_u \leq \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Connaissant le pourcentage minimal des armatures longitudinales donné dans l'article (7.4.2.1 du RPA99/V2003) on pourra déterminer la section minimale réduite du béton :

$$B_r \leq 0,66 N_u$$

$$\text{Zone II-a : } A_{\min} = 0,8\% \frac{A}{B_r} = 0,008 \longrightarrow$$

$$B_r = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

NB : le dimensionnement se fera pour les poteaux les plus sollicités.

II.4 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (**G**).
- Les surcharges d'exploitation (**Q**).

II.4.1. Plancher terrasse (toitures) inaccessible :

La terrasse est a une zone inaccessible et réalisée en tuiles mécaniques à emboitement (liteaux compris).

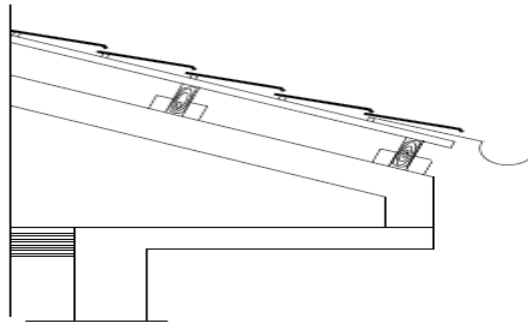


Figure II.4: Composition du plancher terrasse (toiture)

Tableau II.7 :Evaluation des charges du plancher terrasse (toitures) inaccessible

Matériaux	G (KN/m ²)
Tuiles mécaniques à emboitement (liteaux compris)	0,4
Chevrons, pannes	0,1
Mur pignon (cloison)	0,9
G =1,4KN/m²	
Q=1KN/m²	

II.4.2.Planchers des étages courants :

Comme précisé précédemment, lesplanchers des étages courantsont en corps creux. La figure II.5 montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

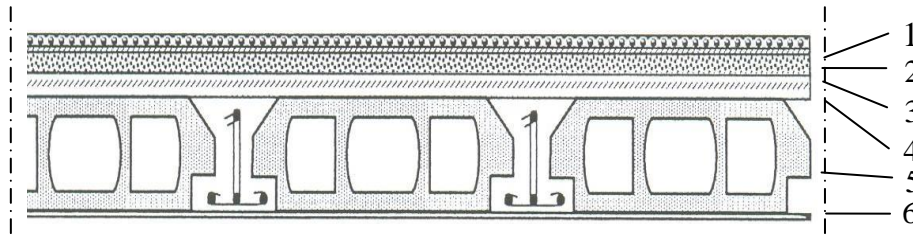


Figure II.5:Détail des constituants du plancher d'étage courant

Tableau II.8 :Charge permanente du plancher d'étage

Désignation	Matériaux	Épaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle de compression+corps creux	16+4	-	3,5
5	Enduitplâtre	0,02	10	0,20
6	cloison de distribution	0,10	-	0,90
G = 5,98 KN/m²				
				Q=1,5KN/m²

- **Plancher** : entre- sol (1) (usage de commerce)

$$G = 5,98 \text{ KN/m}^2; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher** : entre-sol 2 (usage de bureau)

$$G=5,98 \text{ KN/m}^2 ; Q=2,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher** : R.D.C +8^{ème} étage(usage d'habitation)

$$G = 5,98 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

II.4.3. Plancher en dalle pleine:

Tableau II.9:Charge permanente du plancher en dalle pleine

Eléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	0,22	0,44
Mortier de pose	2	0,20	0,40
Lit de sable	3	0,18	0,54
Dalle de pleine	15	0,25	3,75
Enduit plâtre	2	0,10	0,20
cloison de distribution	0,10	-	0,90
G =6,23KN/m²			
Q=1,5KN/m²			

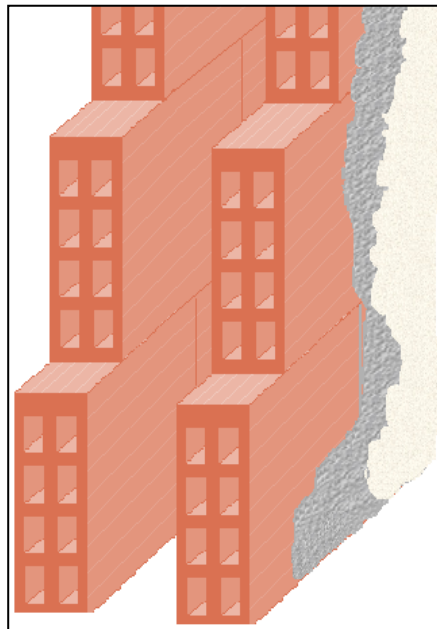
II.4.4. Mur extérieur :**Figure II.6 : Mur extérieur**

Tableau II.10 :Charge permanente du mur extérieur

Matériau	Épaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (kg/m ²)
Enduit extérieur	0,02	18	0,36
Brique creuse	0,10	90	0,90
L'âme de l'aire	0,05	-	-
Brique creuse	0,10	90	0,90
Enduit en plâtre	0,02	18	0,36
G = 2,52 KN/m²			

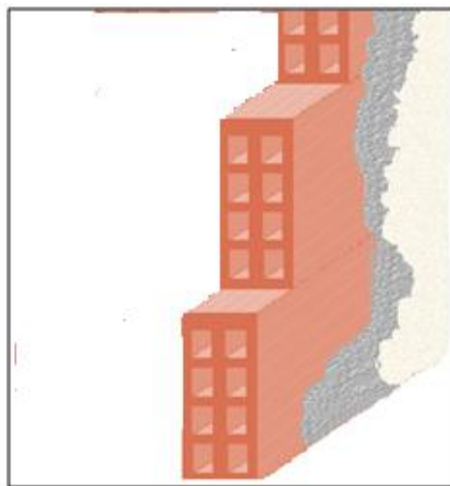
II.4.5. Mur intérieur :**Figure II.7: Mur intérieur**

Tableau II.11:Charge permanente du mur intérieur

Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,02	18	0,36
Briques creuses	0,10	-	0,90
Revêtement de ciment	0,02	18	0,36
G = 1,62KN/m²			

II.4.6.Charges et surcharges au niveau des balcons :

Tableau II.12:Évaluation des charges permanentes de balcon

Matériau	Épaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle en B A	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G = 5,49 KN/m²			
Q=3,5 KN/m²			

II.4.7. Charges et surcharges au niveau des escaliers :

Tableau II.13 :Charge permanente du palier

Matériaux	Épaisseur (m)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle en BA	0,15	25	3,75
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
G = 5,49 KN/m²			
Q=2,5 KN/m²			

Tableau II.14:charge permanente au niveau de la volée 1et la volée 3

Matériaux	Épaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Marche	0,17/2	25	2,12
Paillasse	0,15/cos33,42	25	4,49
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G =8,26 KN/m²			
Q=2,5KN/m²			

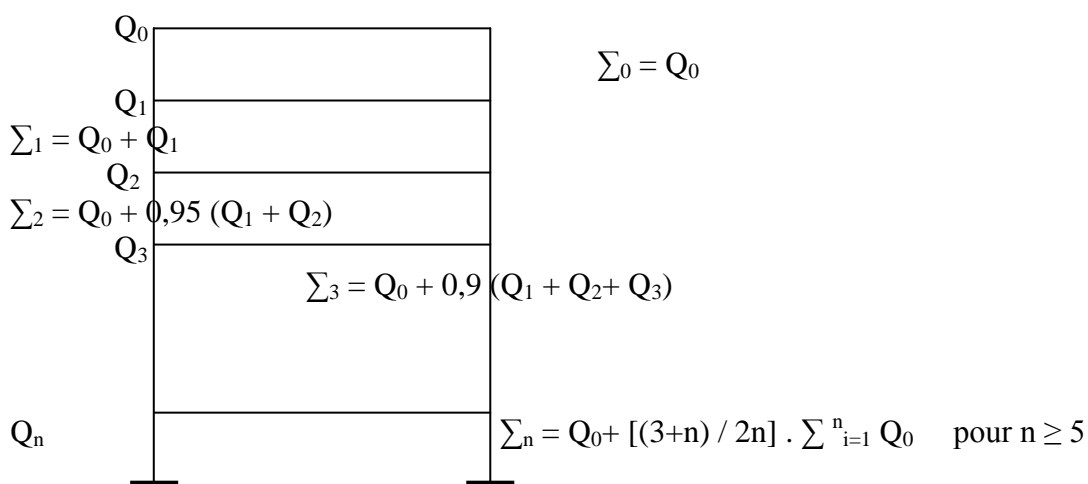
Tableau II.15: Charge permanente au niveau de la volée 2

Matériaux	Épaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Marche	0,17/2	25	2,12
Paillasse	0,15/cos36,86	25	4,68
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G = 8,54 KN/m²			
Q = 2,5 KN/m²			

II.5. LOI DE DEGRESSION

Elle s'applique aux bâtiments qui dépassent 5 niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de **5**, ce qui est le cas de notre structure



II.5.1 calcul de la surface d'influence pour le poteau le plus sollicité :

Poteau centrale :

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

- **La toiture :**

Elle se compose de deux versants inclinés différents

1-Le calcul des angles d'inclinaisons se fait comme suit :

0,95 m : hauteur du poteau au niveau de la charpente (1^{er} versant) ;

4,17 m : Portée entre nus d'appuis ;

$$\tan \alpha = \frac{0,95}{4,17} = 0,22 \quad \rightarrow \alpha = 13^\circ$$

Le 1^{er} versant est incliné d'un angle $\alpha = 13^\circ$

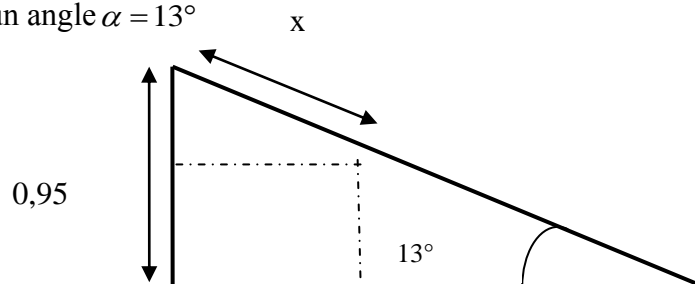


Figure II.8 : Le premier versant de toiture

1,21 m : hauteur du poteau au niveau de la charpente (2^{ème} versant) ;

4,16 m : Portée entre nus d'appuis ;

$$\tan \alpha = \frac{1,21}{4,16} = 0,29 \quad \rightarrow \alpha = 16^\circ$$

Le 2^{ème} versant est incliné d'un angle $\alpha = 16^\circ$

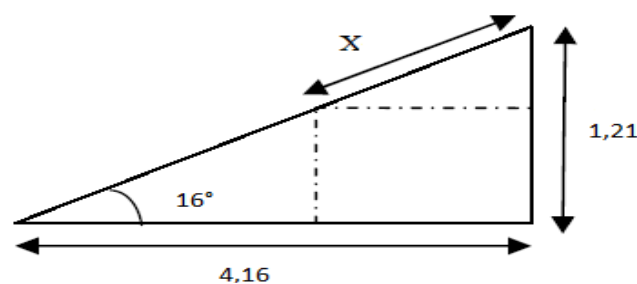


Figure II.9 : Le deuxième versant de toiture

2-Le calcul de la surface de la toiture inclinée St se fait comme suit :

Calcul de X_1 et X_2 :

$$X_1 = \left(\frac{4,17}{2} \right) / \cos 13 = 2,13m$$

$$X_1 = 2,13m$$

$$X_2 = \left(\frac{4,16}{2} \right) / \cos 16 = 2,16m$$

$$X_2 = 2,16m$$

$$S_t = \left[\frac{3,75 - 0,30}{2} \right] + \left[\frac{3,3 - 0,30}{2} \right] \times (2,13 + 2,16) = 13,84m^2$$

$$S_{toiture} = 13,84 m^2$$

• **Exemple de calcul : (8^{ème} étage)**

$$P = 1,4 \times 13,84 = 19,37 KN$$

$$P_s = (0,35 \times 0,30) \times 25 \times (2,16 + 2,13) = 11,27 KN$$

$$P_G = P + P_s = 19,37 + 11,27 = 30,65 KN$$

$$P_G = 30,65 KN$$

$$P_Q = 13,84 \times 1 = 13,84 KN$$

- Charge et surcharge :

$$G = 30,65 KN$$

$$Q = 13,84 KN$$

- Combinaison d'action :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (30,65) + 1,5 (13,84) = 62,14 KN$$

$$\text{Donc : } 1,1 \times N_u = 68,35 KN$$

- La section réduite B_r du poteau :

$$\beta_r \geq 0,66 N_u \Rightarrow B_r = 0,66 \times 68,35 = 45,11 cm^2$$

- Pour une section carre on a :

$$\beta_r = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{\beta_r} + 2 \Rightarrow a = \sqrt{45,11} + 2 = 8,72 cm$$

Tableau II.16: Pré-dimensionnement du poteau central

Niveau	G	G _{cumulé}	Q	Q _{cumulé}	N _u	N _u × 1,1	β _r	a = b	a × b
T	30,65	/	13,84	/	/	/	/	/	(40×40)
N8	111,94	30,65	19,79	13,84	62,14	68,35	45,11	8,72	(40×40)
N7	111,94	142,59	19,79	33,63	242,93	267,22	176,36	15,28	(40×40)
N6	114,76	254,52	19,79	53,41	423,72	466,09	307,62	19,54	(45×45)
N5	114,76	369,28	19,79	73,20	608,33	669,16	441,64	23,02	(45×45)
N4	114,76	484,05	19,79	92,98	792,93	872,23	575,67	25,99	(45×45)
N3	117,92	598,81	19,79	112,77	977,54	1075,29	709,69	28,64	(50×50)
N2	117,92	716,73	19,79	132,55	1166,41	1283,05	846,81	31,10	(50×50)
N1	117,92	834,65	19,79	152,34	1355,28	1490,81	983,93	33,37	(50×50)
RDC	121,41	952,57	19,79	172,12	1544,15	1698,57	1121,05	35,48	(55×50)
E-sol1	12444	1073,99	32,98	191,91	1737,74	1911,51	1261,59	37,52	(55×55)
E-sol2	/	1198,42	/	224,88	1955,19	2150,71	1419,47	39,68	(55×55)

II.5.2 Vérification vis-à-vis du RPA2003 :

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone II
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_c/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

$$(55, 55) \geq h_c/20 = (4,08 - 0,35)/20 = 18,65\text{cm}$$

$$(50, 50) \geq h_c/20 = (3,06 - 0,35)/20 = 13,55\text{cm}$$

$$(45, 45) \geq h_c/20 = (3,06 - 0,35)/20 = 13,55\text{cm}$$

$$(40, 40) \geq h_c/20 = (3,06 - 0,35)/20 = 13,55\text{cm}$$

$1/4 < b/h < 4$ toutes les conditions sont vérifiées.

II.5.3 vérification vis-à-vis le flambement :

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

On a :

- $L_f = l_0$ (la hauteur de poteau).
- $\lambda = L_f/i$ (l'élancement).
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).

Tableau II.17 : Vérification vis-à-vis le flambement

Niveau	La section (cm ²)	L _f (m)	i (cm)	λ	λ ≤ 50
1 ^{ier} s.sol ; 2 ^{ème} s.sol ; RDC	55x55	4,08 3,06	15,87	25,69 19,27	Vérifiée
1 ^{er} ; 2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	50x50	3,06	14,43	21,20	Vérifiée
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45x45	3,06	12,99	23,55	Vérifiée
7 ^{ème} ; 8 ^{ème} ; 9 ^{ème}	40x40	3,06 2,36	11,54	28,51 20,43	Vérifiée

II.5.4 Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{Bf_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton

Tableau II.18 : Vérification de l'effort normal réduit

Zone	Section (cm)	N	N _{rd}	Observation
4	40x40	267,36	0,07	C.V
3	45x45	872,28	0,17	C.V
2	50x50	1490,81	0,23	C.V
1	55x55	2150,71	0,28	C.V