

II.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement. Se dernier représente une étape régie par des lois empiriques, ainsi si le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

-Sollicitations verticales : elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

-Sollicitations horizontales : elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Ces dimensions doivent satisfaire les conditions du béton armé aux états limites est conforme aux règles (B.A.E.L.91) ainsi que le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) ; CBA93

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Nous avons choisi un seul type de plancher : Plancher en corps creux.

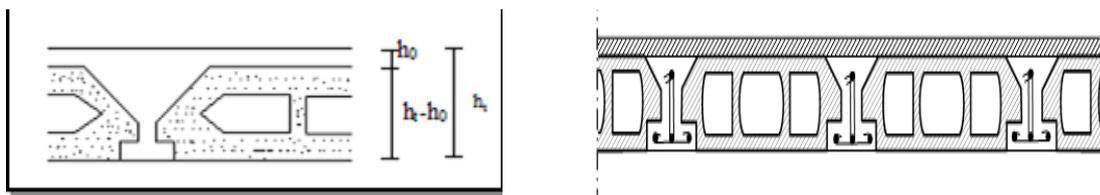


Figure II.11: coupe d'un plancher à corps creux

II.2.1. Détermination de l'épaisseur des planchers :

A- blocs barre :

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

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5}$$

L : La portée maximal entre nus d'appuis ;

h_t : Hauteur totale du plancher.

$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)]$. Pour notre cas :

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \Rightarrow L = \min[4.56 ; 4.25] \text{ m} = 4.25 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{425}{22,5} = 18.89 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

Le bloc	L_{\max}	$L_{\max}/22.5$	h_t	Type du plancher
Bloc barre	4.25m	18.18cm	20cm	Corps-creux 16+4
bloc Angle	4.65m	20.67cm	21cm	Corps-creux 16+5

Tableaux II.1 : l'épaisseur du plancher du différent bloc

II.2.2. Descente de charges des planchers :

a) Plancher terrasse inaccessible :

Selon le D.T.R.B.C.2.2 charges permanent et d'exploitation on adopte :

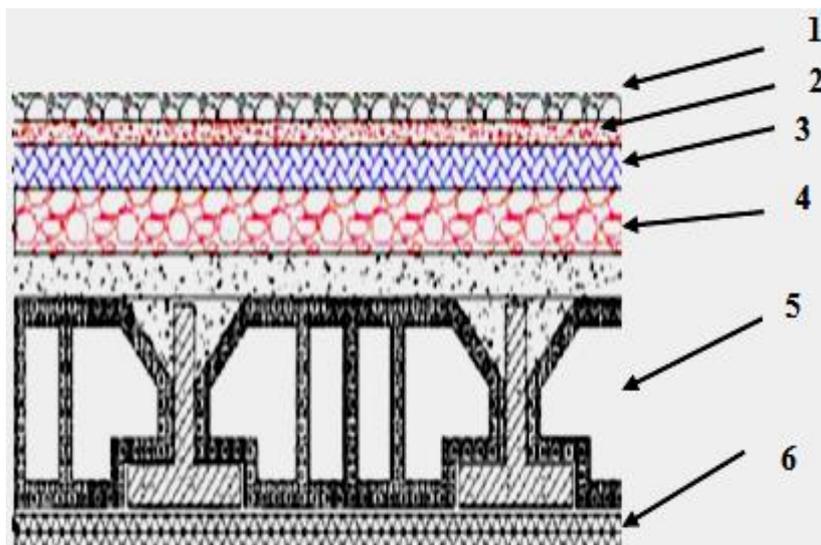


Figure II.2 : coupe d'un plancher à corps creux du plancher terrasse

BLOCS Désignation	BARRE			ANGLE		
	Épaisseur (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²	Épaisseur (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
1- Protection en gravillons roulé	0.04	20	0.8	0.04	20	0.8
2- Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12	0.02	6	0.12
3- Forme de pente en béton léger	0.05	18	0.9	0.05	18	0.9
4- Asphalte coulés+ polystyrène	2.5	26.4	0.66	2.5	26.4	0.66
5- Plancher à corps creux+dalle	16+4	/	2.8	16+5	/	3.00
6- Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	0.02	10	0.20
La charge permanent	$\Sigma G=5.48$			$\Sigma G=5.68$		
La charge d'exploitation	Q=1.00			Q=1.00		

Tableaux II.2 : La descente du charge de plancher terrasse pour les deux blocs

b)-Plancher RDC et étage courant : Selon le D.T.R.B.C.2.2 charges permanent et d'exploitation on adopte :

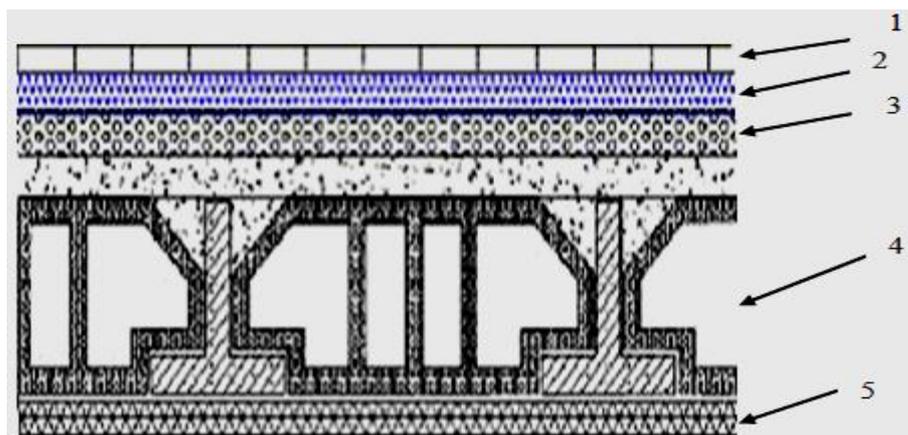


Figure II.3 : coupe d'un plancher à corps creux du plancher étage courants

BLOCS Désignation	BARRE			ANGLE		
	Épaisseur (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²	Épaisseur (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
1- Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4	0.02	20	0.4
2- Mortier de pose (2cm)	0.02	22	0.44	0.02	22	0.44
3- Sable fin pour mortier	0.02	17	0.34	0.02	17	0.34
4- Plancher à corps creux +dalle	16+4		2.8	16+5		3.00
5- Enduit en plâtre	0.02		0.28	0.02		0.28
6-Cloison en briques creuses	0.90			0.90		
la charge permanent	$\Sigma G=5.16$			$\Sigma G=5.36$		
la charge d'exploitation	Q=1.5			Q=1.5		

Tableau II.3 : La descente du charge du plancher RDC et étage courant pour les deux blocs

c)Murs de façade extérieurs :

- Enduit extérieur en ciment (2cm).....= 0,36 KN/m²
- Paroi en briques creuses (15cm).....= 1,30 KN/m²
- Paroi en briques creuses (10cm).....= 0,90 KN/m²
- Enduit intérieur en plâtre (1,5cm).....= 0,27 KN/m²

$$G_m=2.83 \text{ KN/m}^2$$

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient :

$$G_m \times 80\% = 2.83 \times 0.80 = 2.26 \text{ KN/m}^2$$

d)-Murs de façade intérieurs :

- Enduit en plâtre.....0.27 KN/m²
- Brique creuses.....0.90KN/m²
- Enduit en plâtre0.27KN/m²

$$G_m=1.44 \text{ KN/m}^2$$

e)-Charges d'exploitations :

- Surcharge d'exploitation terrasse inaccessible **Q = 1.00 KN/m²**
- Surcharge d'exploitation du plancher de RDC + étage courants « habitation » **Q = 1,5 KN/m²**

II.2.3.Utilisation de la Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Dans les bâtiments à plusieurs étages, et à usage multiple et pour calculer l'ossature (poteaux, mur, fondation), on suppose que toutes les surcharges d'exploitation ne agissent pas simultanément sur tous les plancher et on déterminer comme suite la surcharge \sum_n sur les éléments porteurs du niveau « n » en fonction des surcharges qui appliquée sur les différentes niveaux, pour leur détermination on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut

D'où Q : Charge d'exploitation.

$$\text{Ce qui donne : } Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) * \sum_{i=1}^n Q_i = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Selon les règles de « **BAEL 91 modifié 99** »

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,....., Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement de haut vers le bas.

Le coefficient $\frac{3+n}{3n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Les résultats obtenus noté dans le tableau suivants :

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m2)
Terrasse	$Nq_0=1,00$	1
05	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
04	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
03	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
02	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.1
01	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
R.D.C	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75

Tableau II.4 : loi de dégression de la surcharge d'exploitation

II.3.Pré dimensionnement des éléments porteurs :

a)Pré dimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

Nous avons deux types de poutres : Poutre principale : $L_{\max}=5.00$ m

Poutre secondaire : $L_{\max}=4.60$ m

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{ht}{b} \leq 3 \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

Et selon le **R.P.A 99(version 2003)** on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm..} \\ h_t > 30 \text{ cm..} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \end{array} \right.$$

-Le sens longitudinal : celui de la poutre principale :

$$\begin{cases} L_{\max} = 500 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 33,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm} \\ 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,20 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend **h_t = 45cm**

On prend **b = 30cm**

D'après le **R.P.A 99(version 2003) on a :**

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30x45) cm²**

Le sens transversal : celui de la poutre secondaire :

$$\begin{cases} L = 460 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 56 \text{ cm} \\ 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \end{cases}$$

On prend **h_t = 35cm**

On prend **b = 35cm**

D'après le **R.P.A 99 (version 2003), on a :**

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,166 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x35) cm²**

b) Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux se sont des éléments verticaux supports la charge leur rôle élément porteur

b.1-Principe de pré-dimension :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple. Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), ce qui correspondant un poteau reprendre la surface du plancher la plus importante, la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau, La section du calcul du poteau est fait de telle façon qu'il ne flambe pas, on utilise un calcul basé sur la descente du charge tous en appliquent la loi de dégression des charges d'exploitation.

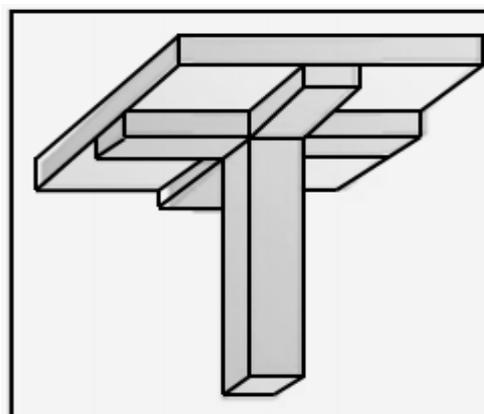


Figure II.4 : Vus en 3 D du poteau

-Calcul du poteau le plus sollicité :

On fixe notre choix aux poteaux axes (D, 2) comme il est mentionné à la figure suivante : La surface afférente du poteau est donnée par : $S = [(3.7 + 5.) \times (4.60 + 3.70)] \times 1/2 = 18.052 \text{ m}^2$

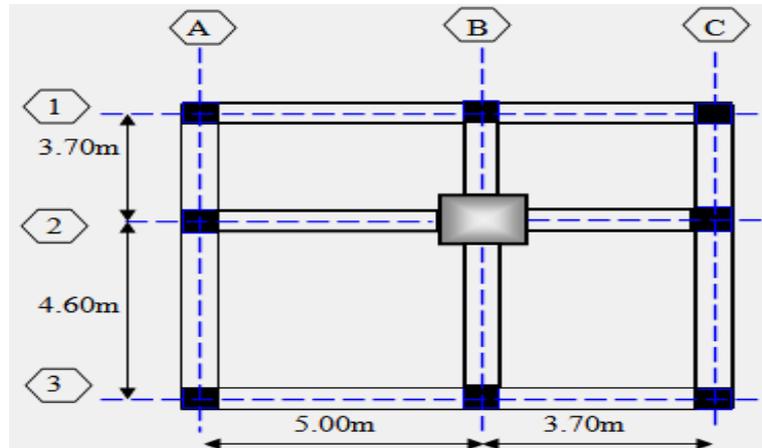


Figure II.5 : section afférente du poteau rectangulaire

On a deux types de coffrage des poteaux :

Type 1 : RDC, 1, 2, 3^{iem} étage.

Type 2 : du 4^{iem} à 6^{iem} étage. On a diminué le coffrage des poteaux de la raison d'économie

b.2-Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

b.2.1-les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

-Plancher terrasse: G_t $G_t \times S = 5.48 \times 18.052 = 98.92 \text{ KN}$

-Plancher RDC + 6 étage: $G_c : n \times G \times S = (7 \times 5.16 \times 18.052) = 652.03 \text{ KN}$

Avec n = le nombre de niveaux au-dessus du poteau

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1.1 \times (G_c + G_t) = 1.1 \times (98.92 + 652.03) = 826.05 \text{ KN/m}^2$$

b.2.2-Les efforts de compression due aux charges d'exploitation N_Q :

Par l'application de la loi de dégression on a : $Q = 7.75 \text{ KN/m}^2$

$$N_Q = 1.1 \times Q \times S = 1.1 \times 7.75 \times 18.052 = 153.89 \text{ KN/m}^2$$

b.2.3-Calcul de l'effort normal N_u :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \longrightarrow N_u = (1.35 \times 826.05) + (1.5 \times 153.89) = 1346 \text{ KN/m}^2$$

b.2.4-Détermination de a :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

B : section des poteaux

λ : L'élanement du poteau

I : moment d'inertie de la section par rapport à un point passant centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$B = a \cdot b$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289 a$$

On a : $L_0 = 3.06$ m ; $L_f = 0,7 \times 3.06 = 2.14$ m

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0,289 \cdot 50} = 14.80 \text{ cm}$$

On prend : **a = 40 cm**

b.2.5-Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq a \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_c}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite :

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2 \Rightarrow B_r = (40-2) \times (b-2) = 38 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s = section d'armature longitudinale : $A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots$ **Zone II_b**

$$A_s = 0,8\% [38(b-2)] = 304 (b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un facteur réducteur de N_u , il en fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,289 \times 50} = 14.80 < 50$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(14.80/35)^2] = 0.82$$

avec $f_{c28}=25\text{MPa}$; $F_e = 400\text{MPa}$; $\gamma_b=1,5$; $\gamma_s=1,15$

$$Nu \leq 0.82. \left[\frac{38(b-2).25.10^2}{0,9.1,5} + \frac{0,304(b-2).400.10^2}{1,5} \right]$$

$$Nu \leq 66481,36(b-2)$$

$$b \leq \frac{Nu.10^3}{66481,36} + 2 \quad \Rightarrow \quad b \geq 22,24$$

Donc : on prend $b = 40\text{cm}$.

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$\min(a, b) = 40\text{cm} > 25\text{ cm}$Condition vérifiée.

$\min(a, b) = 40\text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{ cm}$Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

Donc : $a = b = 40\text{ cm}$

On adopte une section de **(40x40) cm²**

Vu le nombre de niveau et pour une raison économique, nous avons choisi dans notre conception des poteaux à inertie variable en hauteur, les dimensions du poteau pris en compte pour les différents niveaux de la construction.

RDC, 1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème} étage: \longrightarrow **(40x40) cm²**

4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage : \longrightarrow **(35x35) cm²**

Pour notre construction on obtient pour les deux blocs les sections suivantes :

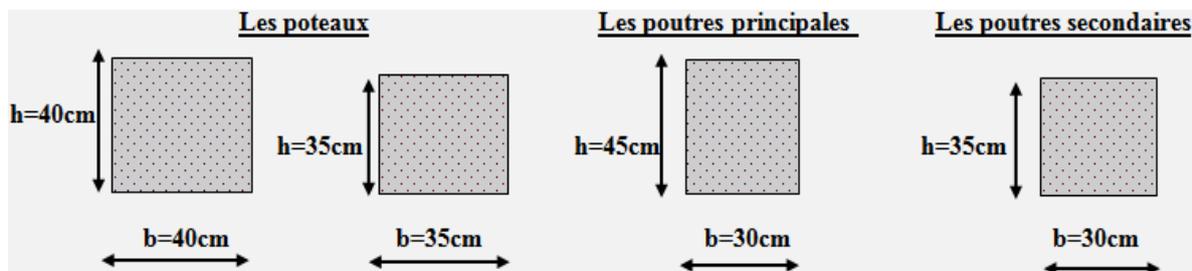


Figure II.6 : le coffrage obtenu pour les différent section poteaux ; poutre

b-blocs angle :**1-Pré dimensionnement des planchers :**

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \Leftrightarrow L = \min[4,65 ; 4,65] \text{ m} = 4.65 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{465}{22,5} = 20,67 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 21 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{ épaisseur du croscreux} \\ 5 \text{ cm} \text{ épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

II.4-Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés pour reprendre les charges verticales (charges et surcharges) et les transmettre aux fondations, mais aussi principalement d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version 2003. D'où leur épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :-L : longueur de voile.

-e : épaisseur du voile.

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; 15\right) \text{ cm}$$

D'où : h_e : hauteur d'étage ; $h_e = 3.06$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12.24 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13.91 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \geq \max(12.24 \text{ cm} ; 13.91 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

Donc on prend l'épaisseur des voiles de contreventements : **e = 15 cm**

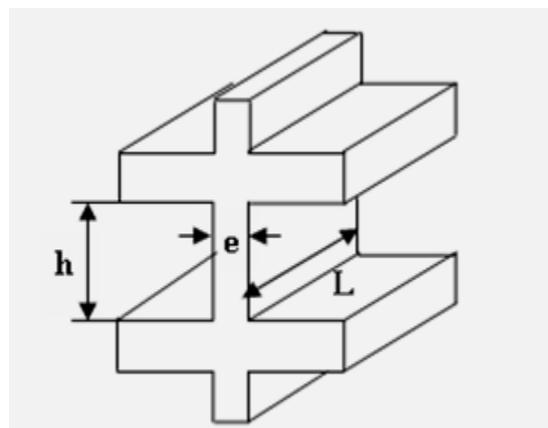


Figure II.7 : Coupe de voile en élévation

II.2.5-Tableau récapitulatif :

Le tableau suivante résumé les sections des poutres (principales, secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction

		Épaisseur de la planche	Poutre principal	Poutre secondaire	Section des poteaux	Épaisseur du voile
BLOCS	niveaux	Cm ²	Cm ²	Cm ²	Cm ²	Cm ²
Angle	RDC	16+4	45X30	35X30	40X40	15
	1	16+4	45+30	35X30	40X40	15
	2	16+4	45X30	35X30	40X40	15
	3	16+4	45X30	35X30	40X40	15
	4	16+4	45X30	35X30	35X35	15
	5	16+4	45X30	35X30	35X35	15
	6	16+4	45X30	35X30	35X35	15
	tér rasse	16+4	45X30	35X30		
barre	RDC	16+5	45X30	35X30	40X40	15
	1	16+5	45X30	35X30	40X40	15
	2	16+5	45x30	35x30	40x40	15
	3	16+5	45X30	35X30	40X40	15
	4	16+5	45X30	35X30	35X35	15
	5	16+5	45X30	35X30	35X35	15
	6	16+5	45X30	35X30	35X35	15
	tér rasse	16+5	45X30	35X30		

Tableaux II.5. Section des éléments de la structure