

Chapitre II :
Pré dimensionnement des éléments de structures et évaluation des charges.

II.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est définir **les dimensions des différents éléments** de la structures, ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93 (Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Arme CBA93). Les résultats obtenus **ne sont pas définitifs**, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux

II.2.1 Planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.2.1.1 Planchers à corps creux

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant: C.B.A.93 [B.6.8.2.4].

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L : La portée maximale entre **nus** d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 4 \text{ m.}$$

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{360}{22,5}$$

$$h_t \geq 16 \text{ cm}$$

Donc en adopte **$h_t = 20 \text{ cm.}$**

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

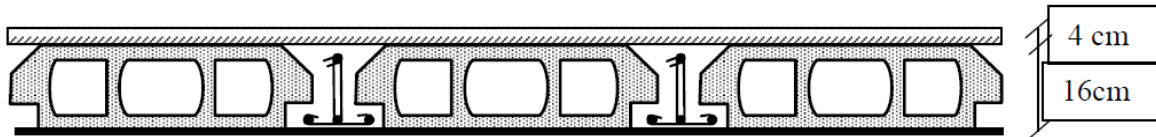


Figure II.1 : Plancher à corps creux

a. Poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t = (08 \text{ à } 12)$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{\max}}{10}\right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_{\max} : représente la distance **entre nus** d'appuis des poutres **secondaires** ($L_{\max} = 360 \text{ cm}$).

Tel que:

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

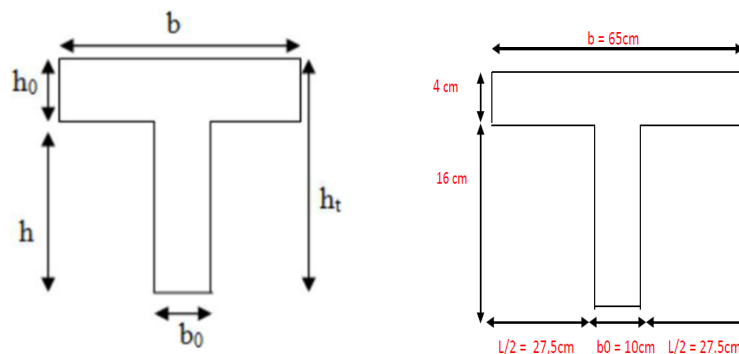
$$b_1 \geq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{360}{10}\right) = \min(27,5 ; 36) \text{ cm}$$

On adopte:

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

Pour la vérification:

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$



Poutrelle

II.2.1.2 Dalles pleine

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$: pour une heure de coupe feu.

- $e = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$: pour quatre heures de coupe feu.

On admet que : **$e = 15 \text{ cm}$** .

b. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul appui:

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

Pour notre projet nous avons Panneau sur 02 appuis (Balcon)

$L_x = 1.30 \text{ m}$

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable.

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

II.2.2 Évaluation des charges

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2

- **Plancher terrasse (16+4).**

Tableau (I.1): Charge pour plancher terrasse (inaccessible)

	G (kg/m ²)	Q (kg/m ²)
Gravillons roulé (5 cm)	80	
Forme de pente (1.5%)	238	
Couche d'isolation (4 cm)	16	
Plancher (16+4)	280	
Enduit en plâtre (2 cm)	26	
TOTAL	640	100

Note : $1 \text{ KN/m}^2 = 100 \text{ Kg/m}^2$

- **Plancher courant (16+4)**

Tableau (I.2) : Charge pour plancher courant (accessible)

	G (kg/m²)	Q (kg/m²)
Revêtement	104	
Cloisons légères	100	
Enduit	26	
Plancher (16+4)	280	
TOTAL	510	150

- **Murs extérieurs:**

Tableau II.3 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit intérieur en ciment	0.36
Brique creuse	1.35
Brique creuse	0.90
Enduit extérieur en ciment	0.39
TOTAL	3.00

- **Murs intérieurs:**

Tableau II.4 : Evaluation des charges des cloisons intérieures.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0.40
Brique creuse	1.35
Enduit intérieur en ciment	0.40
TOTAL	2.15

- **Acrotère :**

$$G_{\text{l'acrotère}} = \text{Poids volumique} \times S_{\text{l'acrotère}}$$

$$S = 0,092 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{l'acrotère}} = (25 \times (0.092))$$

$$G_{\text{l'acrotère}} = 2.3 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{l'acrotère}} = 230 \text{ Kg/ml}$$

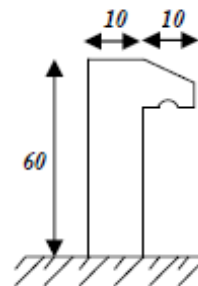


Figure II.2 : schéma statique de l'acrotère

- **Escalier :**

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
 - (2) : L_0 (projection horizontale de paillasse)
 - (3) : g (Giron)
 - (4) : h (Hauteur de la contre marche)
 - (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
 - (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
 - (7) : (Emmarchement)
- H : Hauteur d'étage

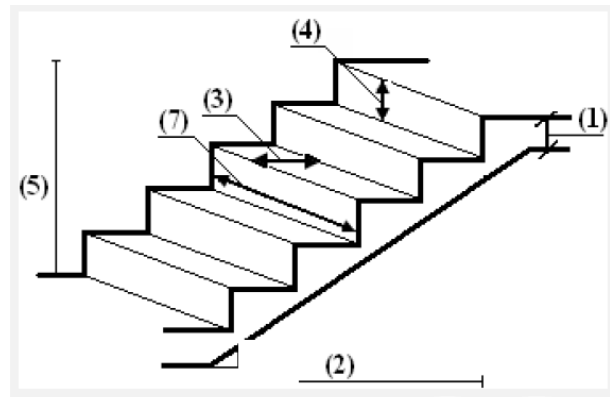


Fig.II.3. Schéma de l'escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** : $59 < 2h+g < 66$.

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

L : La projection de la longueur de volée.

Soit : H = 1,53 m. L = 2.4 m.

$$g + 2h \approx 64\text{cm} \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2H(n-1) + Ln \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$3.40 (n - 1) + 2.4n = 0.64 n (n - 1)$$

Après la résolution, on trouve: n = 9 contres marches.

Donc:

On adopte:

h = 17 cm = 0.17 m

g = 30 cm = 0.30 m

n = H/h = 1.53/ 0,17= **9** contre marches, donc on aura : **8 marches**

Note:

La longueur de palier : **1.2 m.**

- **Epaisseur de la volée (l'épaisseur de la paillasse)**

Elle est déterminée « e » respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$L_p = 2.84 + 1.2 = 4.04 \text{ m}$

13.46 cm < e < 20.2 cm

On prend : **e = 16 cm.**

- **Palier :**

Tableau II.5: évaluation des charges du palier

<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	16	25	4
Enduit ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			G = 5.52
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- **La volée:**

Tableau II.6 : évaluation des charges de la volée (la paillasse)

<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
Carrelage verticale	2	20	0.24
Carrelage horizontale	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0,648
Lit de sable	2	18	0,583
Paillasse	16/ (cos α)	25	4,40
Gardes corps	//	//	1.0
Marches	17*(1/2)	22	1,87
Enduit ciment	2/ (cos α)	18	0,423
Charge permanente totale			G = 9.57
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- **Balcon :**

Tableau II.7: évaluation des charges du balcon.

<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
Revêtement carrelage	2	20	0.24
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	20	0,648
Enduit en ciment	2	18	0,583
Dalle pleine	15	25	4,70
Cloison de séparation	//	//	0,6

Charge permanente totale	G = 6.53
Surcharge d'exploitation	Q = 3.50

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- **Murs extérieurs:** 300 Kg/m²
- **Acrotère:** 230 Kg/ml
- **Escalier:** G = 552 Kg/m² (surcharge permanente pour palier de repos)
G = 957 Kg/m² (surcharge permanente pour paillasse)
Q = 250 Kg/m²
- **Balcon :** G = 653 Kg/m²
Q = 350 Kg/m²

II.3 Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1 Poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

a. Poutres principales

Selon le règlement **B.A.E.L 91 mod 99** les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre **nus** d'appuis ($L = L_{\max} = 4.35$ m).

Les dimensions des poteaux est égal à ($b = h = 40$ cm).

D'où:

$$\frac{435}{15} \leq h_t \leq \frac{435}{10} \Rightarrow 29 \leq h_t \leq 43.5 \quad \text{Donc : soit } h_t = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification:

On doit vérifie les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes:

Donc on adopte une poutre principale de section (30*40)**cm²**.

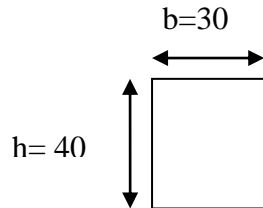
Vérification selon RPA 99 version 2003:

b ≥ 20**cm** → b=30cm > 20cmvérifiée.

$h \geq 30\text{cm}$ \longrightarrow $h=40\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifiée.

$\frac{h}{b} < 4$ \longrightarrow $\frac{40}{30} = 1.33 < 4$ vérifiée.

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre pricipale à une sectio de (30*40) cm².



b. Poutres secondaires

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 3.60 \text{ m}$)

D'où:

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq h_t \leq 36 \text{ Donc : soit } h_t = 35 \text{ cm et } b = 25 \text{ cm.}$$

Vérification:

On doit vérifie les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes:

Donc on adopte une poutre principale de section (25*35)cm².

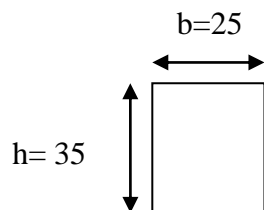
Vérification selon RPA 99 version 2003:

$b \geq 20\text{cm}$ \longrightarrow $b=25\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifiée.

$h \geq 30\text{cm}$ \longrightarrow $h=35\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifiée.

$\frac{h}{b} < 4$ \longrightarrow $\frac{35}{25} = 1.40 < 4$ vérifiée.

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre pricipale à une sectio de (25*35) cm².



II.3.2 Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour **la zone IIa**.

$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées:

Selon BAEL 91.

$$b \geq \frac{l_f}{14.4}$$

L_f : longueur de flambement est $(0,7L_0)$.

L_0 : hauteur de RDC = 340 cm

L_0 : hauteur de l'étage courant= 306 cm.

$$L_f = 340 * 0,7 = 238 \text{ cm}$$

$$L_f = 306 * 0,7 = 214.2 \text{ cm.}$$

Donc :

Pour l'étage courant :

$$b \geq \frac{214.2}{14.4}$$

$$b \geq 14.85$$

Pour RDC :

$$b \geq \frac{238}{14.4}$$

$$b \geq 16.52\text{cm}$$

On adopte: $b = 40 \text{ cm}$.

Vérification selon RPA:

On a: $b=40\text{cm}$ et $h=40\text{cm}$.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \longleftrightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Min} (b, h) \geq 25 \longleftrightarrow \text{Min} (40,40) \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Tous les condition sont vérifiées donc le poteau à une section de (40*40) cm² poure RDC et (30*30) pour les autres étages..

Descente de charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

- **Surcharges différentes selon la loi de dégression:**

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

- **Poteau le plus sollicitée:**

La surface afférente:

$$S = 15.42 \text{ cm}^2.$$

Les charges et surcharges:

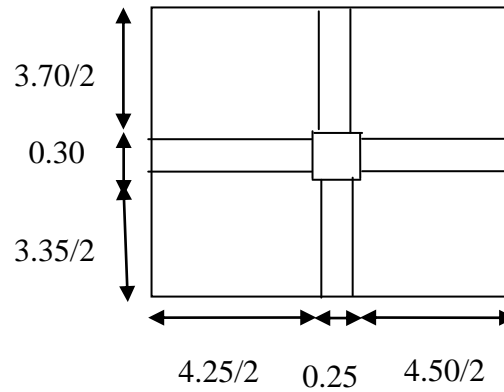


Figure II.3: Surface afférente du poteau.

Plancher terrasse:

$$\begin{cases} G = 15.42 * 6.4 = 98.688 \text{ KN} \\ Q = 15.42 * 1 = 15.42 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher étages 1 à 5 + RDC:

$$\begin{cases} G = 15.42 * 5.1 = 78.642 \text{ KN} \\ Q = 15.42 * 1.5 = 23.13 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{pp} = 4.375 * 0.3 * 0.4 * 25 = 13.125 \text{ KN} \\ G_{ps} = 3.525 * 0.25 * 0.35 * 25 = 7.71 \text{ KN} \end{cases}$$

a) Les poteaux :

$$G_{\text{Pot}} = S \cdot 25 \cdot h_e$$

Tableau. II.8: Évaluation des poids propres des poteaux.

Étage	RDC	1 à 5 étages
S (m ²)	0.16	0.09
Gp	13.6	6.885

Application de la dégression

- Un bâtiment en béton armé (R+5) à usage d'habitation:
- Plancher RDC $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher 1er au 5^{ème} (habitations) $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher terrasse (non accessible) $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
5	$Nq_0=1,00$	1
4	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
3	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
2	$Nq_3=q_0+0,90 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
1	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
RDC	$Nq_5=q_0+0,80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7

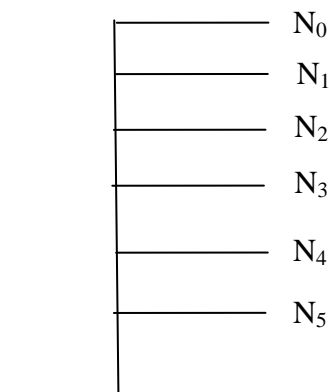


Figure II.4: Schéma statique de la descente de charge.

Descente de charges

Tableau. II. 9: Descente de charge du poteau.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N ₁	Plancher terrasse	98.688	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	13.125	
	G _{ps} (25 x 35) cm ²	7.710	
	Total	119.523	15.42
N ₂	Venant N ₁	119.523	
	Poteau (30 x 30) cm ²	6.885	
	Total	126.408	
N ₃	Venant N ₂	126.408	
	Plancher étage	78.642	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	13.125	
	G _{ps} (25 x 35) cm ²	7.710	
	Total	225.885	38.55
N ₄	Venant N ₃	225.885	
	Poteau (30 x 30) cm ²	6.885	
	Total	232.77	
N ₅	Venant N ₄	232.77	
	Plancher étage	78.642	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	13.125	
	G _{ps} (25 x 35) cm ²	7.710	
	Total	332.247	59.367
N ₆	Venant N ₅	332.247	
	Poteau (30 x 30) cm ²	6.885	
	Total	339.132	
N ₇	Venant N ₆	339.132	
	Plancher étage	78.642	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	13.125	
	G _{ps} (25 x 35) cm ²	7.710	
	Total	438.609	77.871
N ₈	Venant de N ₇	438.609	
	Poteau (30x 30) cm ²	6.885	
	Total	445.494	
N ₉	Venant de N ₈	445.494	
	Plancher étage	78.642	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	13.125	
	G _{ps} (25 x 35) cm ²	7.710	
	Total	544.971	
N ₁₀	Venant de N ₉	544.971	
	Poteau (30x 30) cm ²	6.885	
	Total	551.856	94.062
N ₁₁	Venant de N ₁₀	551.856	
	Plancher étage	78.642	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	13.125	
	G _{ps} (25 x 35) cm ²	7.710	

	Total	651.333	107.94
N_{12}	Venant de N_9	651.333	
	Poteau (40x 40) cm ²	13.60	
	Total	G= 664.933	Q =107.94

❖ **Les vérifications nécessaires**

a) **Poteau RDC:**

• **L'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 664.94) + (1.5 * 107.94) = 1059.579 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de **15%** tel que: $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$.

Donc $N_u = 1.15 \times 1059.579 = \mathbf{1218.51 \text{ KN}}$.

Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B: \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 * f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1218.51 * 10^{-3}}{0.6 * 25} = 0.0812 \text{ m}^2$$

On a: $B = 0.16 \text{ m}^2$

$B = 0.16 \text{ m}^2 > 0.0812 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

Vérification au flambement:

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left(\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{B_r * \gamma_s} \right)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.40 = 2.38m$$

$$B = 0.16m^2$$

$$I = \frac{0.0256}{12} = 0.213 * 10^{-2} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.213 * 10^{-2}}{0.16}} = 0.1153$$

$$\lambda = \frac{2.38}{0.1153} = 20.64 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{20.64}{35}\right)^2} = 0.794$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left(\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{B_r * \gamma_s} \right)}$$

$$B_r \geq \frac{1218.51 * 10^{-3}}{0.794 * \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{9 * 400}{1000 * 1.15} \right)} = 0.070m^2$$

$$A_s = 0.7\% \times B_r \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0.8\% \times B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 0.9\% \times B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIb}$$

$$A_s = 0.9\% \times B_r \dots \dots \dots \text{Zone III}$$

Nous avons:

$$B_r = (40-2) * (40-2) * 10^{-4} = 0.1444 \text{ m}^2$$

$0.1444 \text{ m}^2 > 0.07 \text{ m}^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

b) Les autres poteaux

- **Vérification à la compression simple**

Tableau. II. 10: Résultats des vérifications à la compression simple.

Poteau	RDC	Étage1, 2, 3, 4 et 5
N_u (KN)	1218.51	
B_{cal} (m ²)	0.0812	
B_{adop} (m ²)	0.16	

- **Vérification au flambement**

Tableau. II.11: Résultats des vérifications au flambement.

Poteau	RDC	Étage 1, 2, 3, 4, 5.
N_u (KN)	1218.51	
B_{adop} (m ²)	0.16	
l_0 (m)	3.40	
L_f (m)	2.38	
$I \cdot 10^{-2}$ (m ⁴)	0.213	
i (m)	0.1153	
λ	20.64	
α	0.794	
$B_{r cal}$ (m ²)	0.070	
$B_{r adop}$ (m ²)	0.1444	

II.3.3 Voile :

a. Définition et Prédimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003).

D'où leur **l'épaisseur minimale est de 15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le RPA99 version 2003 (article 7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: **$L \geq 4e$** . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 15cm$$

$$e \geq \max(e_{\min}; \frac{h_e}{22}) \quad (\text{Conditions de rigidité aux extrémités}).$$

Avec

L: Longueur du voile.

e: Epaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

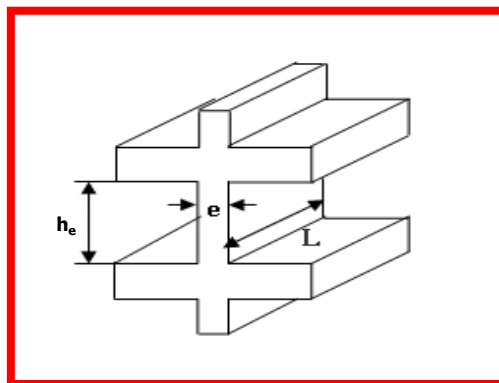


Figure II.5: Coupe de voile en élévation

Exemple :

On a:

$h_e = 2.66$ m : pour étage courant.

$h_e = 3.34$ m pour R.D.C.

On a; $e \geq \frac{266}{22} \Rightarrow e \geq 12.09cm$ (Étage courant)

$e \geq \frac{334}{22} \Rightarrow e \geq 15.181cm$ (RDC et sous sol)

On adopte:

$e = 15 \text{ cm}$pour étage courant.

$e = 20 \text{ cm}$pour RDC.

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être:

$$L_{\min} \geq 4e \quad \text{donc on adopte: } L_{\min} \geq 80 \text{ cm}.$$

On a: $L_{\min} = 120 \text{ cm}$C'est vérifier.

II.4 Conclusion :

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.