

**VI.1 Objectif de l'étude dynamique:**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse par les axes principaux de la structure.

**VI.2 Modélisation:**

La modélisation est la détermination d'un model, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme. Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude, plus qu'il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. Pour simuler notre bâtiment on a utilisé logiciel ETABS 16.0..2

**VI.2.1 Evaluation des efforts sismiques :**

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

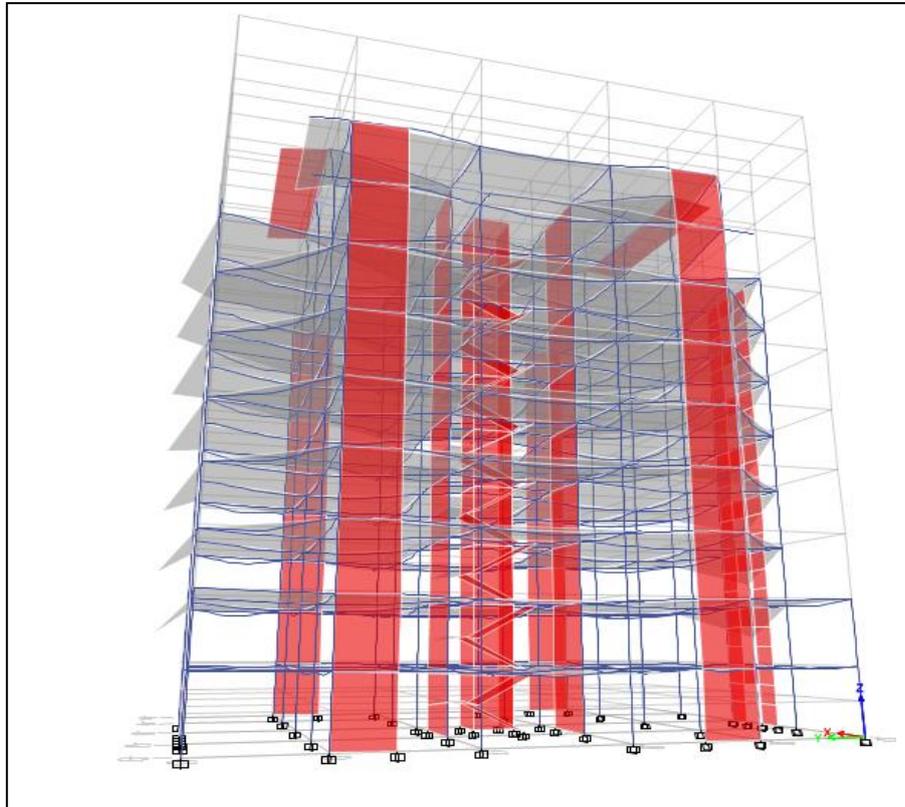
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

**VI.2.2 Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

- 1.35G + 1.5Q "G + Q
- 0.8G + E
- 0.8G - E
- G + Q + E
- G + Q - E
- G + Q + 1.2E

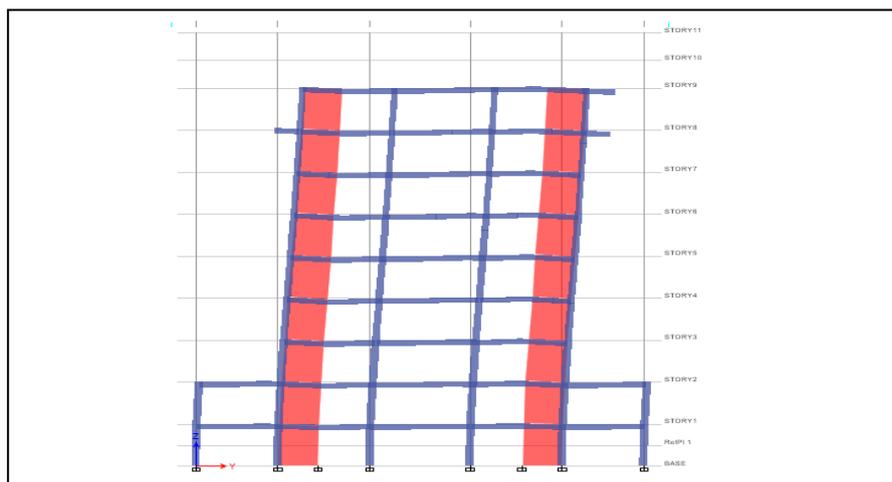
**VI.3 L'analyse :**

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.



**Figure VI. 1:**Simulation de la structure sur ETABS 16.0

**VI.3.1 Comportement de la structure :**



**Figure VI. 2:**Mode 1 (translation suivant XX).T=0,89s

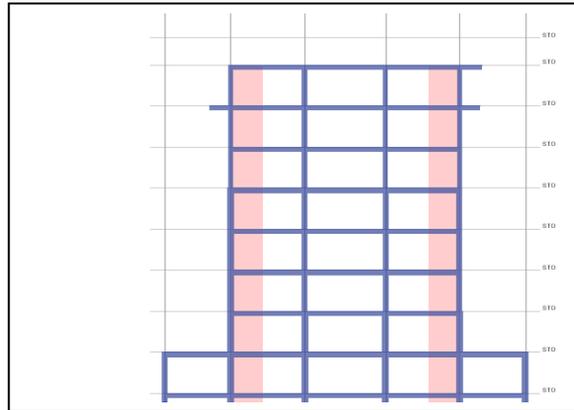


Figure VI. 3: Mode 1 (translation suivant XX). T=0,89s

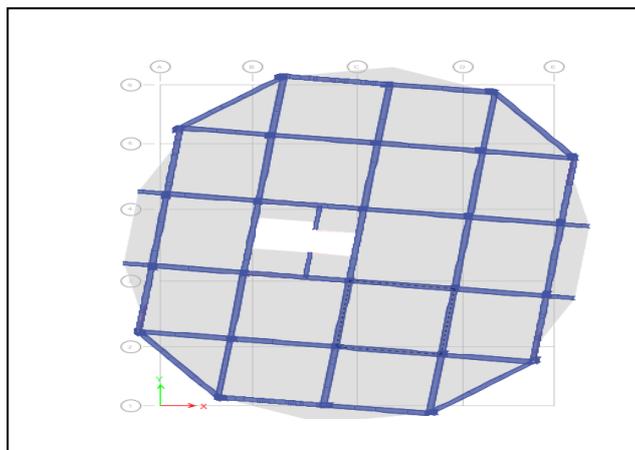


Figure VI. 4: Mode 2 (translation suivant XX). T=0,669s

**VI.3.2 Interprétation des résultats de l’analyse dynamique :**

**VI.3.2.1 Centres de rigidité Centre de Masse :**

**VI.3.2.1.1 Définition :**

**a. Centre de masse :**

Le centre de masse d’une structure représente le point d’application des deux résultantes d’action horizontales  $H_x$  et verticales  $H_y$

**b. Centre de rigidité :**

La position du centre de rigidité  $CR_i$  du niveau  $i$  dépend :

- des raideurs des éléments structuraux verticaux, colonnes, voiles, noyaux du niveau  $i$
- des raideurs des éléments structuraux au dessus du niveau  $i$  ; en particulier, les éléments structuraux horizontaux du niveau  $i+1$  forment des portiques avec les éléments structuraux verticaux du niveau  $i$  de sorte qu’en fait c’est la raideur de ces portiques qui définit la position du centre de rigidité  $CR_i$

**VI.3.2.1.2 L'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité :**

RPA99 modifié 2003 (art 4.2.7 page 33)

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

Etages	C <sub>M</sub>		C <sub>R</sub>						commentaire
	x <sub>M</sub> (m)	y <sub>M</sub> (m)	X <sub>R</sub> (m)	Y <sub>R</sub> (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)	0.05L <sub>x</sub> (m)	0.05L <sub>y</sub>	
Ssol	9.01	13.42	9.44	13.37	0.43	0.05	1.035	1.365	vérifiée
RDC	9.01	13.42	9.44	13.37	0.43	0.05	1.035	1.365	vérifiée
1 <sup>er</sup>	9.84	13.43	9.26	13.39	0.58	0.04	1.035	1.365	vérifiée
2 <sup>eme</sup>	9.83	13.44	9.22	13.38	0.61	0.06	1.035	1.365	vérifiée
3 <sup>eme</sup>	9.93	13.43	9.19	13.38	0.74	0.05	1.035	1.365	vérifiée
4 <sup>eme</sup>	9.83	13.44	9.17	13.38	0.66	0.06	1.035	1.365	vérifiée
5 <sup>eme</sup>	9.93	13.44	9.14	13.37	0.79	0.07	1.035	1.365	vérifiée
6 <sup>eme</sup>	9.93	13.44	9.09	13.37	0.84	0.07	1.035	1.365	vérifiée
7 <sup>eme</sup>	9.82	13.51	9.00	13.37	0.82	0.14	1.035	1.365	vérifiée
terrasse	9.01	13.42	9.26	13.39	0.25	0.0	1.035	1.365	vérifiée

**Tableau VI. 1:** Vérification de l'excentricité .

**VI.3.2.2 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99 à 90%. Le tableau donne la participation massique pour chaque mode

Mode	Période sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	observation
1	0.877	0	0.7118	0	0	0.7118	
2	0.659	0.7025	0.000005725	0	0.7025	0.7118	
3	0.591	0.0017	0.0019	0	0.7042	0.7138	
4	0.263	0.000006054	0.1019	0	0.7042	0.8157	
5	0.228	0.00001723	0.0238	0	0.7042	0.8394	
6	0.182	0.1627	0.00001333	0	0.8669	0.8394	
7	0.167	0.00004802	0.0413	0	0.8669	0.8807	
8	0.15	0.00004539	0.0028	0	0.867	0.8835	
9	0.143	0.0001	0.0002	0	0.867	0.8837	
10	0.097	0.0169	0.0063	0	0.8839	0.89	
11	0.096	0.0022	0.0449	0	0.8862	0.9348	
12	0.089	0.0322	0.000006217	0	<b>0.9184</b>	<b>0.9348</b>	vérifiée

**Tableau VI. 2:** Périodes et taux de participation.

**VI.3.2.3 Vérification des déplacements :**

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux Étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k ; \text{ Avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R = 4.

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forcessismiques  $F_1$  (y compris l'effort de torsion).

Les tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Sens X-X						
Niv	$\delta_{ek}$	$h_e$	1% $h_e$	$\delta_k=R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$	observation
8	0.000888	3.06	0.0306	0.01086920	----	<b>vérifiée</b>
7	0.000888	3,06	0.0306	0.01086912	0.09783035	<b>vérifiée</b>
6	0.000863	3,06	0.0306	0.01056312	0.000306	<b>vérifiée</b>
5	0.000844	3.,06	0.0306	0.01033056	0.00023256	<b>vérifiée</b>
4	0.000802	3.06	0.0306	0.00981648	0.00051408	<b>vérifiée</b>
3	0.000738	3.06	0.0306	0.00903312	0.00078336	<b>vérifiée</b>
2	0.000693	3.06	0.0306	0.00848232	0.0005508	<b>vérifiée</b>
1	0.000557	3.06	0.0306	0.00681768	0.00166464	<b>vérifiée</b>
<b>RDC</b>	0.000262	3.06	0.0306	0.00320688	0.0036108	<b>vérifiée</b>

**Tableau VI. 3:**Les déplacements relatifs de chaque niveau dans le sens X-X.

Sens Y-Y						
Niv	$\delta_{ek}$	$h_e$	1% $h_e$	$\delta_k=R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$	observation
8	0.001258	3.06	0.0306	0.01086920	----	<b>vérifiée</b>
7	0.001226	3,06	0.0306	0.01086912	0.00039168	<b>vérifiée</b>
6	0.001222	3,06	0.0306	0.01056312	4.896E-05	<b>vérifiée</b>
5	0.001183	3.,06	0.0306	0.01033056	0.00047736	<b>Vérifiée</b>
4	0.001162	3.06	0.0306	0.00981648	0.00025704	<b>Vérifiée</b>
3	0.001085	3.06	0.0306	0.00903312	0.00094248	<b>Vérifiée</b>
2	0.001082	3.06	0.0306	0.00848232	3.672E-05	<b>Vérifiée</b>
1	0.000831	3.06	0.0306	0.00681768	0.00307224	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	0.00037	3.06	0.0306	0.00320688	0.00564264	<b>Vérifiée</b>

**Tableau VI. 4:**Les déplacements relatifs de chaque niveau dans le sens Y-Y

**VI.3.2.4 Vérification de l'effet P-Delta :**

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

**Avec :**

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ;

Si :  $\left\{ \begin{array}{l} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut etre négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifi ant les effets de } \frac{1}{(1-\theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit etre redimensio nnée.} \end{array} \right.$

$P_K$	$h_k$	$V_x$	$\theta_K$	observation	
<b>150.8843</b>	3.06	18.6066	0.03136631	$\leq 0,10$	vérifiée
<b>339.5926</b>	3.06	59.2784	0.02209016	$\leq 0,10$	vérifiée
<b>813.3236</b>	3.06	119.2875	0.02609999	$\leq 0,10$	Vérifiée
<b>1336.1324</b>	3.06	173.6311	0.02847238	$\leq 0,10$	Vérifiée
<b>1866.5519</b>	3.06	218.0417	0.03098911	$\leq 0,10$	Vérifiée
<b>2379.1514</b>	3.06	254.108	0.03052259	$\leq 0,10$	Vérifiée
<b>2909.5709</b>	3.06	283.9536	0.03319912	$\leq 0,10$	Vérifiée
<b>3430.7757</b>	3.06	306.555	0.02721745	$\leq 0,10$	Vérifiée
<b>3976.4915</b>	3.06	322.0097	0.02361125	$\leq 0,10$	Vérifiée
<b>4478.5805</b>	3.06	327.2194	0.01516495	$\leq 0,10$	Vérifiée

**Tableau VI. 5:** Vérification à l'effet P-Δ (sens « X »).

$P_K$	$h_k$	$V_x$	$\theta_k$	Observation	
150.8843	3.06	17.5523	0.03741096	$\leq 0,10$	vérifiée
339.5926	3.06	53.405	0.02741922	$\leq 0,10$	vérifiée
813.3236	3.06	108.5968	0.0313356	$\leq 0,10$	vérifiée
1336.1324	3.06	161.1901	0.0329909	$\leq 0,10$	vérifiée
1866.5519	3.06	205.4278	0.03590854	$\leq 0,10$	vérifiée
2379.1514	3.06	242.6643	0.03819752	$\leq 0,10$	vérifiée
2909.5709	3.06	272.0249	0.03910448	$\leq 0,10$	vérifiée
3430.7757	3.06	292.7291	0.0360975	$\leq 0,10$	vérifiée
3976.4915	3.06	307.2478	0.02785182	$\leq 0,10$	vérifiée
4478.5805	3.06	312.4255	0.02035552	$\leq 0,10$	vérifiée

**Tableau VI. 6:** Vérification à l'effet P- $\Delta$  (sens « Y »).

Puisque la condition est vérifiée donc l'effet P- $\Delta$  est négligé.

### VI.3.3 L'effort tranchant à la base :

La résultante des forces à la base 'F' obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques Déterminées par la méthode statique équivalente 'V (RPA99 ; 2003 Article. 4.3.6).

Sens	V (spec) (kn)	V (stat.eq)	80%V stat.eq	0.8Vstat $\leq$ V(spec)
X	3820,8	3526,88	2821.50	Oui
Y	3199,13	3869,49	3095.6	Oui

**Tableau VI. 7:** Vérification L'effort tranchant à la base.

#### VI.3.3.1 Vérification au renversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Mr : moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

Ms : moment stabilisant :

$$M_s = W \cdot \frac{L}{2}$$

• **Sens longitudinal :**

$$M_s = 4478.5805 \times 10,35 = 46353.30 \text{ tn.m}$$

$$M_r = 5842.82 \text{ tn.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 7.93 > 1,5 \dots\dots\dots CV$$

• **Sens transversal :**

$$M_S = 4478.5805 \times 13.65 = 61132.62 \text{tn.m}$$

$$M_r = 6125.1632 \text{tn.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 9.98 > 1,5 \dots\dots\dots CV$$

**Remarque :**

Après la détermination de la force totale du vent exercée sur les parois de notre projet, nous avons constaté que cette force est négligeable devant l'effet sismique ce qui nous conduit de justifier la stabilité de bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux seulement sous Pondérations sismiques, c'est le cas le plus défavorable.

#### **VI.4 Conclusion :**

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

### IV.1 Acrotère :

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade. Généralement en béton, ce petit muret d'un minimum de 15 centimètres de hauteur, permet de coller une étanchéité à chaud côté extérieur et possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie. Sur une toiture-terrasse, accessible ou non, il peut également être plus haut et permet de dissimuler un équipement technique ou de fixer un garde-corps. Sur l'acrotère peut se fixer une couvertine, élément de protection et d'étanchéité de la partie supérieure. La couvertine joue le rôle de dispositif empêchant les eaux de ruissellement et de rejaillissement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité. Elle est un élément essentiel à la pérennité des toitures-terrasses et des façades.

Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

#### IV.1.1 Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

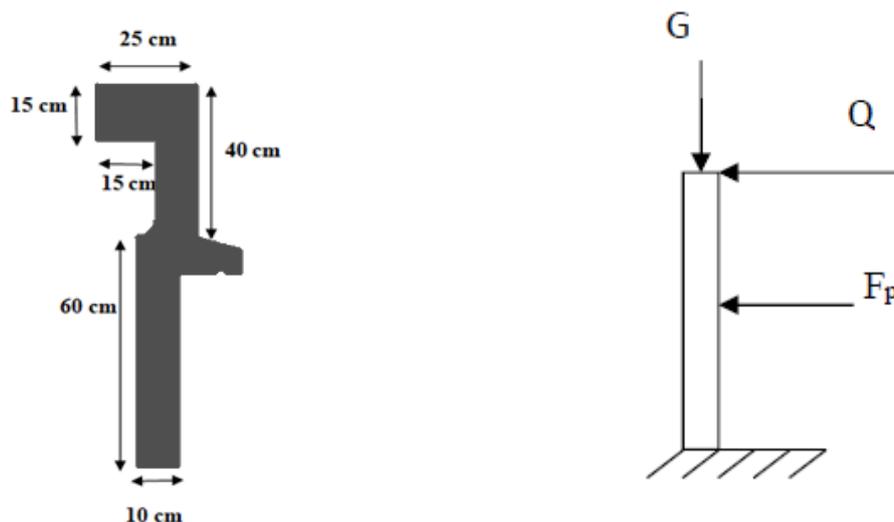


Figure. IV 1:schemas d'acrotère.

**IV.1.2 Evaluation des charges :****IV.1.2.1 Calcule de la charge permanente:****a. Partie supérieure .**

La hauteur  $h = 40\text{cm}$

L'épaisseur  $e_p = 10\text{ cm}$

$$S = [(0,25 \times 0,10 + (0,15 \times 0,25))] = 0,0625\text{ m}^2$$

$$G_1 = S \times \gamma_b = 0,0625 \times 25 = 1,5625\text{KN} / \text{ml}$$

$$G_1 = 1,5625\text{KN} / \text{ml}$$

**b. Partie inferieure :**

La hauteur  $h = 60\text{ cm}$

L'épaisseur  $e_p = 10\text{ cm}$

$$S = \left[ \frac{0,04(0,21 + 0,25)}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,06 \times 0,25) \right] = 0,0836\text{ m}^2$$

$$G_2 = S \times \gamma_b = 0,0836 \times 25 = 1,71\text{KN} / \text{ml}$$

$$G_2 = 2,09\text{KN} / \text{ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 3,65\text{kN/ml}$$

**IV.1.2.2 Surcharge:**

Une surcharge due à l'application d'une main courante  $Q = 1,00\text{KN/m}$

**IV.1.3 Sollicitations a ELU :**

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 3,65 = 4,93\text{KN/ml}$$

$$M_u = 1,5. Q.h = 1,5 \times 1 \times 1 = 1,5\text{ KN.m}$$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

**IV.1.3.1 Calcul d'excentricité:**

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend  $C = C' = 2\text{cm}$

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,5}{4,93} = 0,30\text{m}$$

$$e_1 = \frac{H}{6} = \frac{1}{6} = 0,16 < 0,30\text{m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section est Partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la Justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer  $e_1$  par  $e$  qui est L'excentricité réelle de calcul.

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec

ea: l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e1: l'excentricité structurale.

e2 : Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{L}{250}) = \max(2cm; \frac{L}{250}) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha)}{1000h} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \dots \dots \dots (\text{RPA. Art. A.4.3.5})$$

φ : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge =2

α: Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes

au moment total du premier ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1.

Lf : longueur de flambement :  $L_f = 2 L_0 = 2$

$$e_2 = \frac{3(2)^2(2 + 0)}{1000} = 2.4 \times 10^{-3}$$

D'où  $e = e_1 + e_2 + e_a = 0.02 + 2.4 \times 10^{-3} + 0.3 = 0.32$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

$$M_f = M_U + N_U(d - \frac{h}{2}) = 1,67 \text{ kn.m}$$

**IV.1.3.2 Ferrailage:**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1,67 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.024 < 0.372 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0.024)}}{2} = 0,98$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,67 \times 10^3}{435 \times 0,98 \times 7} = 0,57 \text{ cm}^2.$$

La section en flexion composée sera  $A + \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,57 + \frac{4.93}{435} = 0,58 \text{ cm}^2$

**IV.1.3.2.1 Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91:**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t 28}{f_e} ; A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{500} = 0.845 \text{ Cm}^2.$$

$0,58 \text{ cm}^2 < 1,25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

On prend  $A_a = \max(A_{min}; A) = 0.845 \text{ cm}^2$

On adopte 4T8 p.m ;  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$ . On adopte  $St = 15 \text{ cm}$ .

**IV.1.3.2.2 Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte:  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit  $4\phi 8\text{p.m}$

**IV.1.3.2.3 Vérification des contraintes (E. L. S) :**

$$M_f = M_{ser} + N_{ser} \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1,33 \text{ kn.m}$$

**• Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 14.25 y_1 - 128.25 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,46 \text{ cm}$$

**• Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,46)^3}{3} + 15 \times 1,13 \times (9 - 1,46)^2$$

$$I = 1067,37 \text{ cm}^4$$

**• Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{1460}{1067,37} \times 1,46 = 1.82 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.82 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**• Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\phi \geq 6\text{mm}$ ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(334 \text{ Mpa}; 202 \text{ Mpa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{1333}{1067,38} \times (7 - 1,46) = 55.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 55.36 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**IV.1.3.2.4 Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,07 \times 1} = 21.42 \text{ KN/m}^2 = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,021\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**IV.1.3.2.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

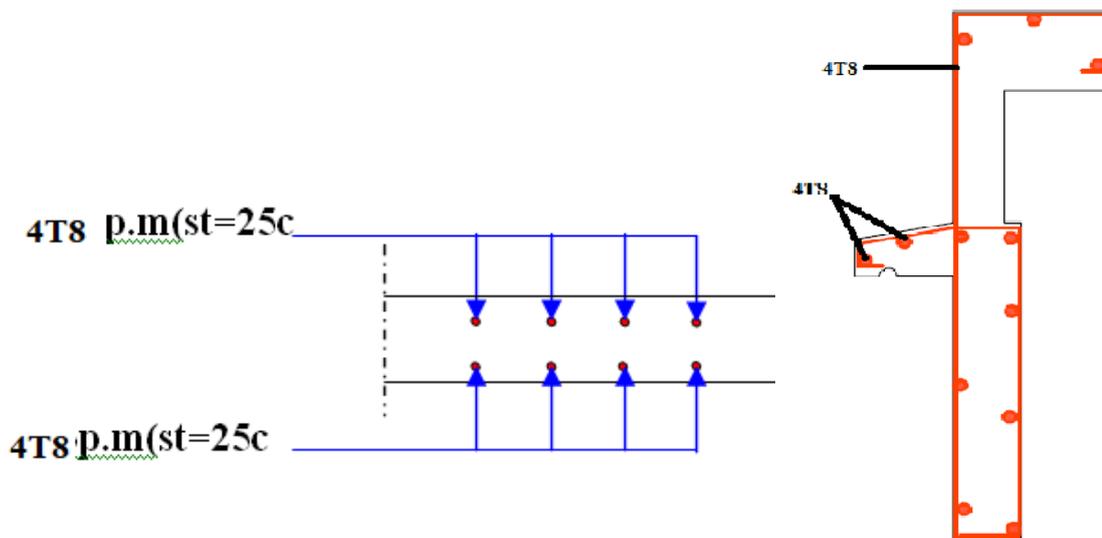
$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \quad (1)$$

- A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15
- Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8
- Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 2.09 KN
- Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut que:  $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 2.09 \cdot 0,8 = 1.0032\text{KN}$$

$$F_p = 1.0032 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5\text{KN} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$



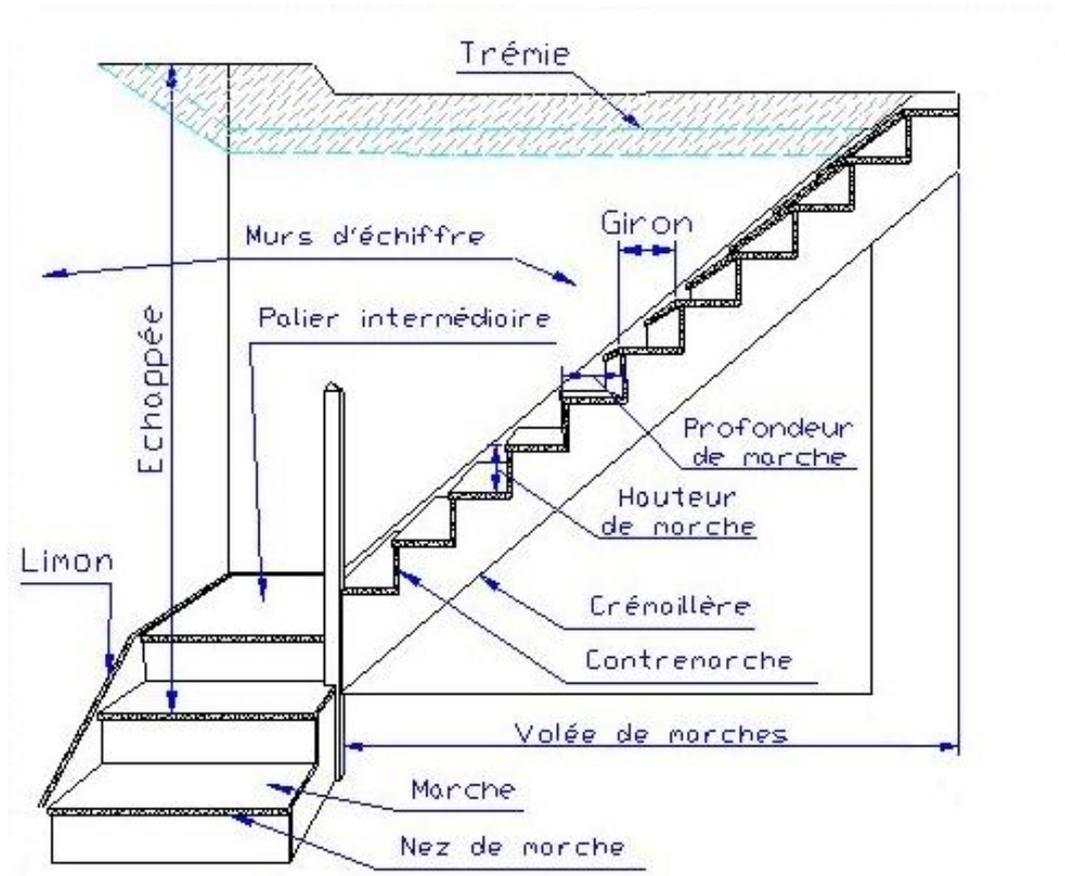
**Figure. IV 2:**Schémas de ferrailage d'acrotère.

## IV.2 Les escaliers :

### IV.2.1 Définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.



**Figure. IV 3:**Schéma descriptif d'un escalier.

Notre bâtiment dispose deux types d'escalier :

**Type 1** : escalier a 2 paliers et une volée.

**Type 2** : escalier quart tournant pour le haut standing

IV.3 Calcul des escaliers

IV.3.1 Escalier à deux paliers et une volée:

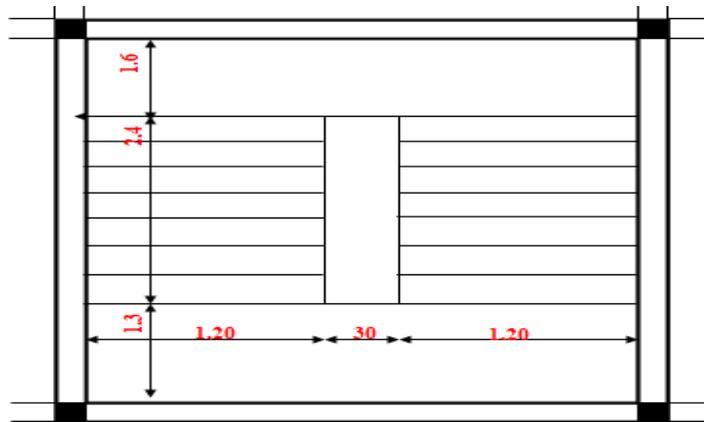


Figure. IV 4:Vuen plan de l'escalier (type 1).

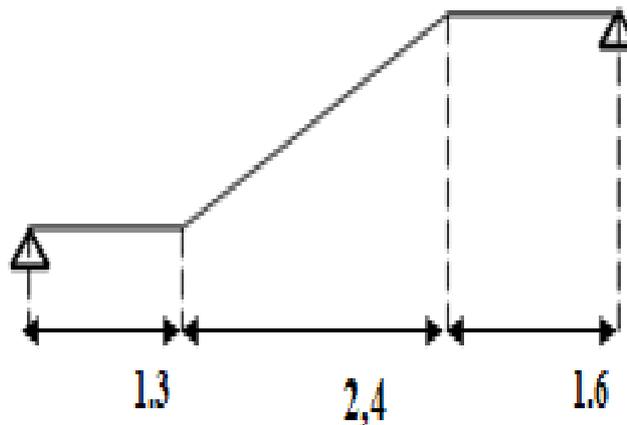


Figure. IV 5:Schémas statique de l'escalier.

IV.3.1.1 Pré-dimensionnement :

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi-étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

n-1 : nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total du volée.

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm} , \text{ on prend } h = 17 \text{ cm.}$$

$$66n^2 - 612n + 306 = 0.$$

$$\Delta = B^2 - 4AC = 610^2 - 4 \cdot 64 \cdot 306 = 293764.$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{293764} = 542.$$

$n = 8.74$  on adopte  $n = 9$  marche .

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm.}$$

• **Vérification de BLONDEL :**

$$59 \leq 2h + g \leq 66.$$

$59 < 34 + 30 < 66$  .....condition vérifiée.

• **Epaisseur de paillese et palier :**

$$\text{tg } \alpha = H/L = 153 / 240 = 0,637 \text{ donc } \alpha = 32,51^\circ$$

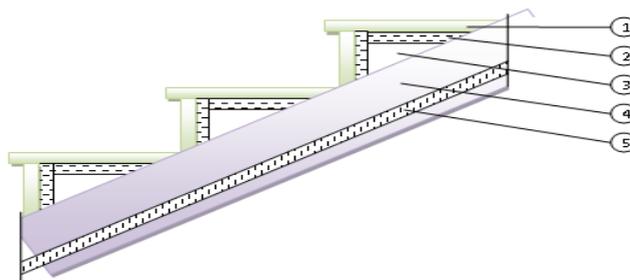
$$\cos \alpha = 0,843$$

$$L_{inc} = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,843} = 284,7 \text{ cm.}$$

$$\frac{L_{inc}}{30} \leq e \leq \frac{L_{inc}}{20} \Rightarrow \frac{284,7}{30} < e < \frac{284,7}{20} \Rightarrow 9,49 < e < 14,23 \text{ on adopte } e = 15 \text{ cm.}$$

**IV.3.1.2 Descente de charges :**

**a- Paillese :**



**Figure. IV 6:**Coupe longitudinale de la volée.

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (Surfacique) (kn / m <sup>2</sup> )
1	Carrelage horizontal	2	20	0,02×20=0,4
	Carrelage vertical			0,02×20=0,4
2	Mortier de pose horizontal	2	20	0,02×20=0,4
	Mortier de pose vertical			0,02×20=0,4
3	Poids propre de marche (17/2)			(17/2)×25= 2.125
4	Poids de pailleasse (e.25.1m.cos α )			0,15 .25.1.0, 843 = 3,161 KN/m <sup>2</sup> .
5	Enduit de ciment	2	18	0,02×18=0,36
7	Garde-corps			0.40
<b>Total</b>				<b>7,64</b>

Charge exploitation Q = 2,50 KN/m<sup>2</sup>.

Tableau. IV 1:Charges et surcharge sur la volée.

b- Palier :

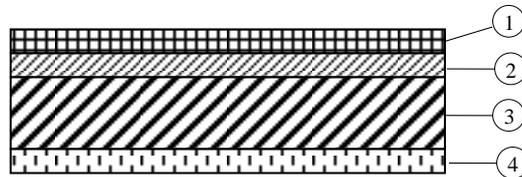


Figure. IV 7:Coupe longitudinale du palier.

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (Surfacique) (kn / m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	20	0,02×20=0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,02×20=0,4
3	Poids propre de palier (15cm)			0,15.25 = 3,75
5	Enduit de ciment	2	18	0,02×18=0,36
<b>Total</b>				<b>4,73</b>

Charge exploitation Q = 2,50 KN/m<sup>2</sup>.

Tableau. IV 2:Charges et surcharge du palier de l'escalier (type1).

IV.3.1.3 Combinaison de charges :

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	E.LU 1,35G + 1,5Q	E.L.S G + Q
<b>Paillasse</b>	7,64	2,50	14,064	9,97
<b>Palier</b>	4,73	2,50	10,13	7,23

Tableau. IV 3:Combinaisons de charges.

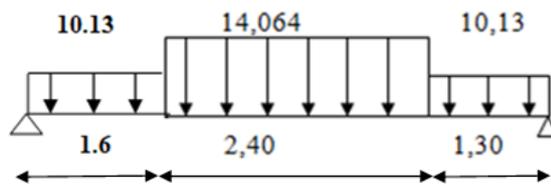


Figure. IV 8:Schémas statique de l'escalier à ELUR.

à E.L.U :

a- Réactions des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,6) + (q_1 \times 2,6) + (q_2 \times 1,3)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 63.13 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[ \frac{(1,30)^2}{2} q_2 + 2,43 \left( \frac{(2,4)}{2} + 1,3 \right) q_1 + 1,6 \left( \frac{(1,6)}{2} + 2,4 + 1,3 \right) q_2 \right] / 5,3$$

$$\Rightarrow R_A = 32.9 \text{ KN et } R_B = 30.33 \text{ KN}$$

b- Effort tranchant et moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 1.6$

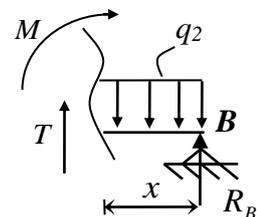
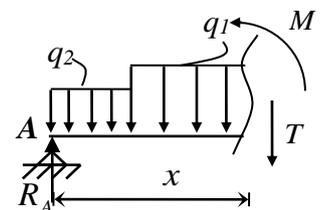
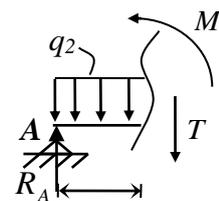
$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1.6 \leq x \leq 4$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1,6q_2 - q_1(x - 1,6) \\ M(x) = R_A x - 1,6 \left( x - \frac{1,6}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1,6)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.3$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



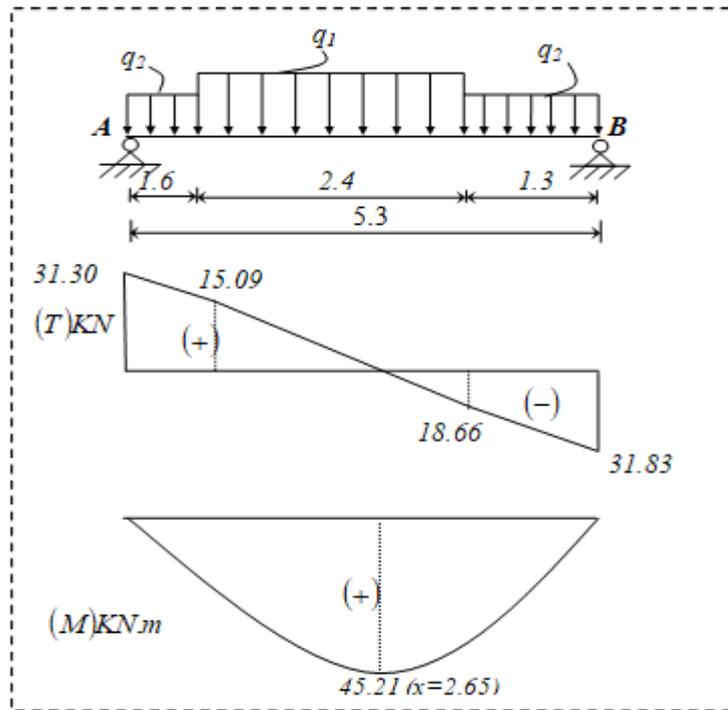


Figure. IV 9:Diagrammes des sollicitations à ELU

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	Moment sur appuis (M <sub>a</sub> =0.3M <sub>0</sub> )	Moment en travée (M <sub>t</sub> =0.8M <sub>0</sub> )
0	32.9	31.30	0	31.82	45.21	13.56	36.16
1.6	-	15.09	/				
2.65	-	0	45.21				
4	-	-18.66	/				
5.3	30.33	-31.82	0				

Tableau. IV 4:Résultats des sollicitations obtenues.

Les appuis doivent équilibrer un moment :  $M_a = 0.3M_0$  qui conduit a un moment réduit en travée :  $M_t = 0.8M_0$

**IV.3.1.4 Ferrailage :**

Pour de bande de 1 ml

b = 100 cm ; H = 15 cm ; d = 13 cm ; c = 2 cm ;  $\sigma_s = 435$  MPa. ;  $\sigma_b = 14,2$  MPa.

**E.L.U :**

**IV.3.1.4.1 Sur travée :**

$$M_t = 36.16 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{36.16 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0.150 < \mu_l = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0.150)}}{2} = \beta = 0,917.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{36.16 \times 10^3}{435 \times 0,917 \times 13} = 6.97 \text{cm}^2.$$

**IV.3.1.4.1.1 Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91 :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{500} = 1,25 \text{ cm}^2.$$

6.97 Cm<sup>2</sup> > 1,25 cm<sup>2</sup>.....CV

On prend  $A_a = \max (A_{min} ; A) 6.97 \text{ cm}^2$

Soit :  $A = 5T14 = 7.7 \text{ cm}^2.$

**IV.3.1.4.1.2 Espacement Art A-8.2.42 BAEL91 .**

$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (45\text{cm} ; 33\text{cm})$

$e \leq 33\text{cm}$

On prend :  $e = 20\text{cm}$

**IV.3.1.4.1.3 Armatures de repartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.97}{4} = 1,74 \text{ cm}^2.$$

On prend :  $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2.$

Espacement Art A-8.2.42 BAEL91

$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (60\text{cm} ; 45\text{cm})$

$e \leq 45\text{cm} \Rightarrow$  On prend :  $e = 20 \text{ cm}$

**IV.3.1.4.2 Sur appui :**

$$M_a = 13.56 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13.56 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,051 < \mu_l = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0.051)}}{2}$$

$\beta = 0,978.$

$$A = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13.56 \times 10^3}{435 \times 0.978 \times 13} = 2.45 \text{ cm}^2.$$

**IV.3.1.4.2.1 Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91 .**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{500} = 1,25 \text{ cm}^2.$$

2.45 cm<sup>2</sup> > 1,25 cm<sup>2</sup> .....CV

On prend Aa=max (A<sub>min</sub> ; A)= 2.45 cm<sup>2</sup>

Soit :A= 4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>.

**IV.3.1.4.2.2 Espacement :Art A-8.2.42 BAEL91**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

e ≤ 33cm On prend : e =20cm

**IV.3.1.4.2.3 Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.45}{4} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

On prend : A<sub>r</sub> = 3T8= 1,51 cm<sup>2</sup>.

**IV.3.1.4.2.4 Espacement : Art A-8.2.42 BAEL91 :**

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (60\text{cm} ; 45\text{cm})$$

e ≤ 45cm

On prend : e =20 cm

**Remarque :** Les marches ferrailent constructivement avec T10 et φ8 .

**IV.3.1.4.2.5 Vérification de l'effort tranchant :**

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{31.82 \times 10^2}{13 \times 100} = 2.44 \text{ Kg / cm}^2 = 0.244 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible Art A.5.1, 211 BAEL91

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

τ<sub>u</sub> = 0, 220 MPa < τ<sub>u</sub> = 3,33 MPa.....CV

IV.3.1.4.2.6 Armatures transversales :

$$\tau_u = 0,220 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

IV.3.1.4.2.7 Vérification des contraintes :

✓ En travée :

Moment service	$M_{ser}$	25.71 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7.7}{100} = 1.15 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 1.15 \times 13 = 30.03 \text{ cm}^2$	4.47cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	11381.03cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	2.25 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 2.25 \times 4.47$	10.09 MPa
Vérification de $\sigma_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	10.09 < 15 vérifiée

Tableau. IV 5: Vérification des contraintes en travée.

❖ Sur appui :

Moment service	$M_{ser}$	9.64 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.14}{100} = 0,47cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,47 \times 13 = 12.24cm^2$ $Y = -0,47 + \sqrt{0,47^2 + 12.24} = 3.06cm$	3.06cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	5608.7cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = 6.64 \times 10^3 / 5608.77$	1.72 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 1,72 \times 3.06$	5.25 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	5.25 < 15 vérifiée

Tableau. IV 6 :Vérification des contraintes sur appuis.

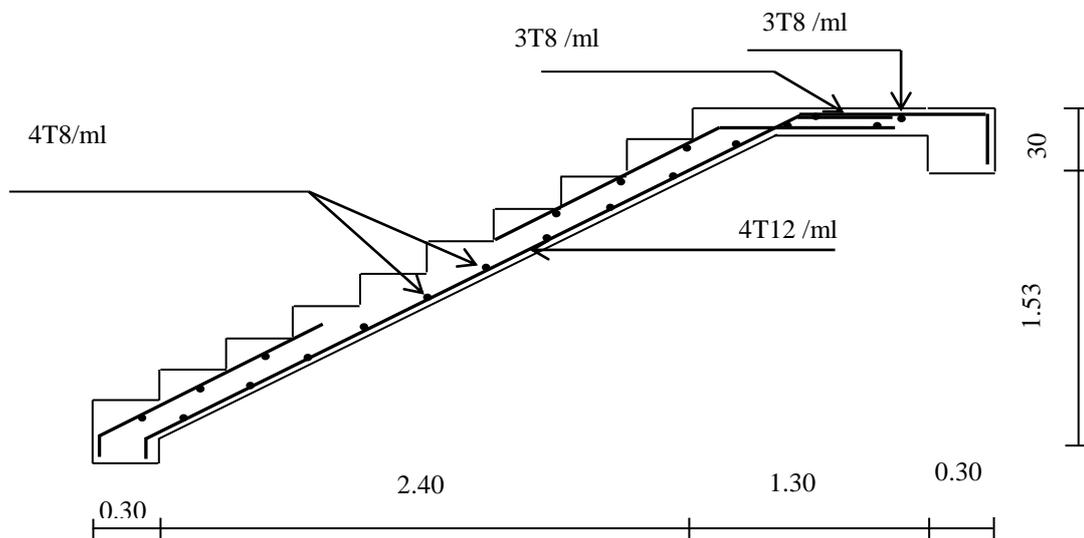
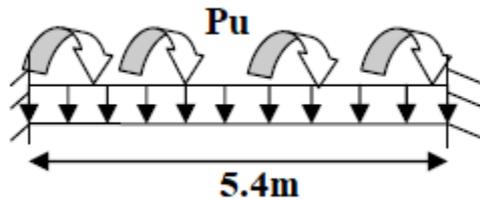


Figure. IV 10:Schémas ferrailage de l'escalier

**IV.3.1.5 Étude de la poutre palière :**

Cette poutre est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion



**Figure. IV 11:**Schéma statique de la poutre palière.

**IV.3.1.5.1 Dimensionnement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 540\text{cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 36 \text{ cm} \leq h_t \leq 54\text{cm} \\ 10.8 \text{ cm} \leq b \leq 14.4 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow \begin{array}{l} \text{on prend : } h_t = 40 \text{ cm} \\ \text{on prend : } b = 25 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h_t = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.6 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée .} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 40 + 25) = 85\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

**IV.3.1.5.2 Calcul à la flexion simple :**

**IV.3.1.5.2.1 Calcul des sollicitations :**

g : Poids propre de la poutre.

$$g = 0.4 \times 0.25 \times 25 = 2.5 \text{ KN} / m$$

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui

- ELU  
R<sub>B</sub>=30.33KN/m
- ELS  
R<sub>B</sub>=22.40KN/m

$$P_u = 1.35g + R_B = 33.70 \text{ KN/m}$$

$$M_t = \frac{p_u \cdot l^2}{24} = 40.95 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -\frac{p_u \cdot l^2}{12} = 81.89 \text{ KN.m}$$

IV.3.1.5.3 Ferailage de la poutre paliere :

Postion	M(KN.m)	$\mu$	B	A <sub>Cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ad</sub> cm <sup>2</sup> )
En travé	40.95	0.02	0.98	2.36	3.47	4.62=3T14
Sur appuis	81.89	0.04	0.97	4.80	3.47	3.39=3T12

Tableau.IV 7 : Résultats de ferailage de la poutre paliere.

IV.3.1.5.4 Vérification de l'effort tranchant :

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

$$V_u = \frac{p_u \cdot l}{2} = 90.9 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{82.35 \times 10^2}{36 \times 100} = 2.52 \text{ Kg / cm}^2 = 0, 252 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible Art A.5.1, 211 BAEL91

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPA} > 0.252 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.3.1.5.5 Esspacement :

St ≤ min (0.9d; 40cm) : St =36 cm on opte: St=15cm.

IV.3.1.5.6 Calcul de la section des d'armatures longitudinales :

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont.

L'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire

Dans le contour de la section. (Art A.5.4.2 .2.)

- U : périmètre de la section.
- Φ : air du contour tracé à mi-hauteur.
- e : épaisseur de la paroi.
- A<sub>l</sub> : section d'acier.
- e = Ø /6 = h/6 = 6.66 cm

$$\Phi = [b-e] \times [h-e] = 0.0611 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 0.85 \text{ m}$$

$$\frac{M_u \cdot U \cdot \gamma_u}{2 f_e \cdot \phi} = 3,65 \text{ cm}^2$$

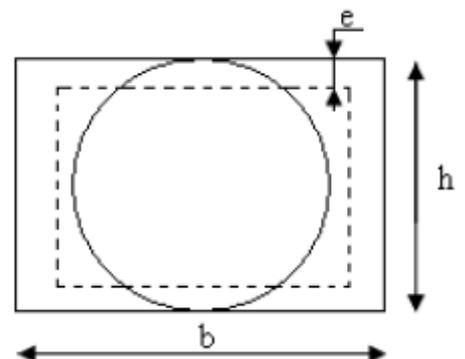


Figure. IV 12:Section creuse équivalente

IV.3.1.5.7 Choix des armatures :

• En travée :

$$A = A_{felx} + \frac{A_{tor}}{2} = 3.39 + \frac{3.65}{2} = 5.21 \text{ cm}^2 \quad \text{soit :6HA12} = 6.79\text{cm}^2$$

• Sur appuis :

$$A = A_{felx} + \frac{A_{tor}}{2} = 4.62 + \frac{3.65}{2} = 6.44\text{cm}^2 \quad \text{Soit 6HA12} = 6.79\text{cm}^2$$

• Calcul des armatures transversales :

❖ Flexion :

$$A \geq \frac{0,4.b.st}{f_e} = 0,3\text{cm}^2$$

❖ Torsion :

$$A \geq 0,003.st.b = 1,12\text{cm}^2$$

$$A \text{ min } 0.003 S b 0.003 15 30 1.35\text{cm}^2 t t$$

$$A_{tot}=0.3+1.12= 1,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit 4T8}=2.01\text{cm}^2$$

IV.3.1.5.8 Vérification des contraintes :

Position	M <sub>ser</sub> KN.m	Y	I	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	$< \sigma_b \bar{\sigma}_b$
En travée	30.37	9.64	115562.5	6.17	15	Condition vérifiée
Sur appuis	60.75-	8.66	105512.5	4,17	15	Condition vérifiée

Tableau. IV 8:Vérification de contrainte au niveau de la poutre palière.

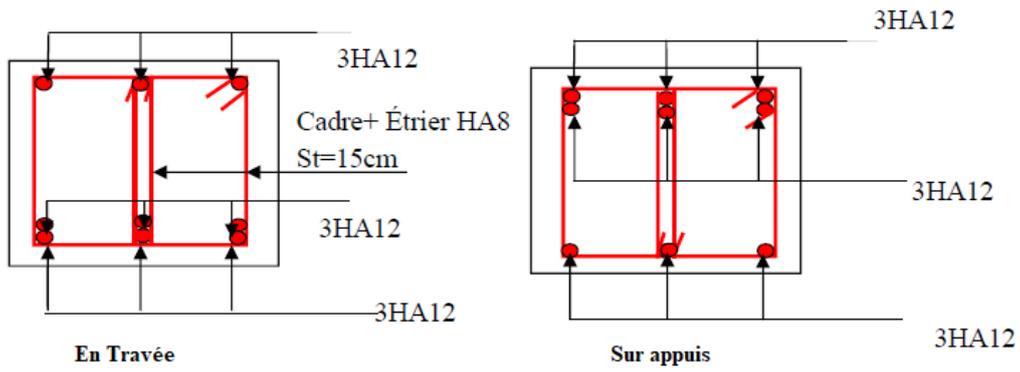


Figure. IV 13:Shémas de ferrailage de la poutre p&acirc;liere.

IV.3.2 Escalier quart tournant :

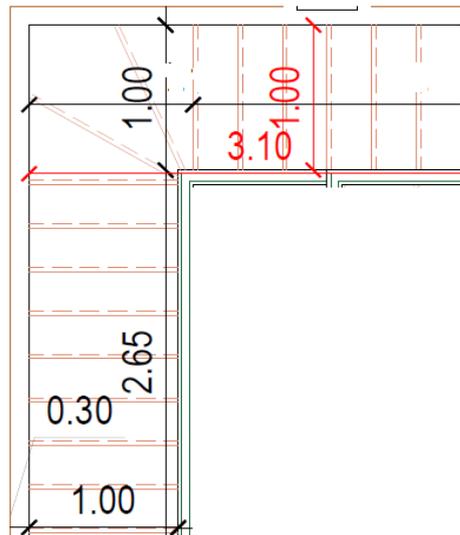


Figure. IV 14:Escalier quart tournant de l'haut standing

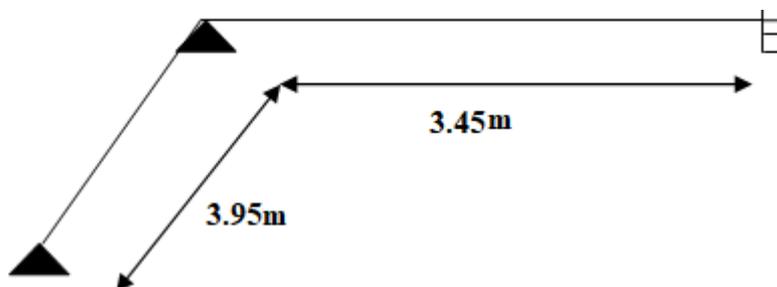


Figure. IV 15:Schémas statique de l'escalier.

**IV.3.2.1.1 Pré-dimensionnement :**

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm } ,.$$

$$66n^2 - 1353n + 306 = 0.$$

$$\Delta = B^2 - 4AC = 610^2 - 4 \cdot 64 \times 306 = 293764.$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{293764} = 542.$$

n = 20 on adopte n = 20 marche .

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{578}{19} = 30 \text{ cm}.$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 16 \text{ cm}.$$

on prend h = 16 cm

**• Vérification de BLONDEL :**

$$59 \leq 2h + g \leq 66.$$

59 < 32 + 30 < 66 .....condition vérifiée.

**• Epaisseur de paillasse et palier :**

$$\text{tg } \alpha = H/L = 153/268 = 0,57 \text{ donc } \alpha = 29.72^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,843$$

$$L_{inc} = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{268}{0,86} = 308 \text{ cm}.$$

$$\frac{L_{inc}}{30} \leq e \leq \frac{L_{inc}}{20} \Rightarrow \frac{308}{30} < e < \frac{308}{20} \Rightarrow 9,49 < e < 14,23 \text{ on adopte } e = 15 \text{ cm}.$$

**IV.3.2.2 Combinaison de charges :**

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	E.LU 1,35G + 1,5Q	E.L.S G + Q
<b>Paillasse</b>	7,64	1,50	12,56	9,14

**Tableau. IV 9:**Combinaisons de charges.

**IV.3.2.3 1<sup>er</sup> volée : un panneau encasté dans les deux cotés**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{3,45} = 0,28 < 0,4 \Rightarrow \text{le panneau tr availle dans un seul sens}$$

**IV.3.2.3.1 Calcul du des moments isostatiques:**

$$M_{0U}^x = \frac{Q_u l x^2}{8} = \frac{12.56 \times 1^2}{8} = 1.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0S}^x = \frac{Q_s l x^2}{8} = \frac{9.14 \times 1^2}{8} = 1.14 \text{ KN.m}$$

**En travée :**  $\begin{cases} M_t^{xU} = 0.85 M_0^x = 1.33 \text{ KN.m} \\ M_t^{xS} = 0.85 M_0^x = 0.969 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Sur appuis :**  $\begin{cases} M_a^{xU} = -0.3 M_0^x = 0.471 \text{ KN.m} \\ M_a^{xS} = -0.3 M_0^x = 0.342 \text{ KN.m} \end{cases}$

**IV.3.2.3.2 Ferrailage :**

Le calcul sur fera sur une bande de 1m

$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$

• **En travée :**

$M_t^{xU} = 1.33 \text{ kn.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{1.33 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0.005 < \mu_1 = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0.005)}}{2} = 0,997.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma \times \beta \times d} = \frac{1.275 \times 10^3}{435 \times 0,994 \times 13,5} = 0.22 \text{ cm}^2.$$

• **Sur appuis :**

$M_t^{xU} = 0.969 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{0.969 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0.0004 < \mu_1 = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0.003)}}{2} = 0,998.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma \times \beta \times d} = \frac{1.041 \times 10^3}{435 \times 0,998 \times 13,5} = 0.16 \text{ cm}^2.$$

Localisation		$\mu$	B	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}= 0.0008.b.e$ ( $cm^2$ )	$A_{ad} cm^2)$
XX	Appuis	0.005	0.997	0.22	1.2	5HA8=2.51
	travées	0.003	0.998	0.16	1.2	5HA8=2.51

Tableau. IV 10: Résultats de ferrailage balcon type 1.

**IV.3.2.3.2.1 Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0.63cm^2 / m \Rightarrow A_r = 4HA8$$

**IV.3.2.3.2.2 Espacement :**

$$s_t = \min(2 \times e; 25cm) = 30cm$$

$$s_s = 20cm$$

**IV.3.2.3.2.3 Vérification de l'effort tranchant :**

$$v_u^x = v_u^y = \frac{p_u \times l_x}{2}$$

$$v_u^x = v_u^y = \frac{12.56 \times 1}{2} = 6.28KN$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{6.28 \times 10^{-3}}{0,135 \times 1} = 0.046MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1.25Mpa$$

$\tau_u = 0,046 MPa < \bar{\tau}_u = 1.25 MPa$  Il n'y a pas une rupture par cisaillement

**IV.3.2.3.2.4 Vérification des contraintes :**

$$\frac{b}{2} \cdot y_1^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2} \times y_1^2 + 15 \times 2.51 \times y_1 - (15 \times 2.51 \times 13.5) = 0 \Rightarrow y_1 = 2.38cm$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 = 5104.96cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \cdot y = 0.45 \leq 0.6 \times \bar{\sigma}_b = 15Mpa.....cv$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} (d - y) = 15 \cdot \frac{0.969 \times 10^6}{5104.96 \times 10^4} \times (135 - 23.8) = 31.66Mpa$$

$$\sigma_s = 31.66Mpa \leq \bar{\sigma}_s = 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.63Mpa$$

Localisation		M <sub>ser</sub> KN.m	Y	I	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	>σ <sub>b</sub> σ <sub>b</sub>	>σ <sub>s</sub> σ <sub>s</sub>	condition
XX	Travée	0.969	2.38	5104.9	0.45	31.66	15	201.63	vérifier
	Appuis	0.342	2.38	5104.9	0.15	11.17	15	201.63	vérifier

Tableau. IV 11: Vérification des contraintes pour escalier

IV.3.2.3.2.4.1.1 Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right) \Rightarrow 0.043 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0018 < 0.004 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

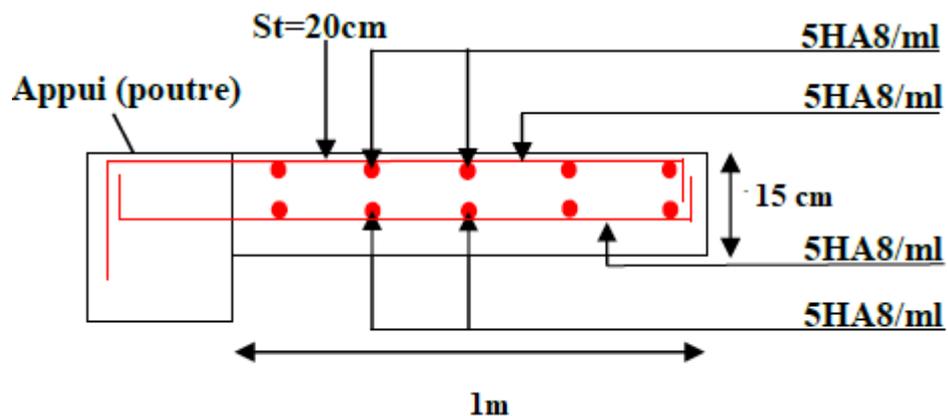


Figure. IV 16: Schémas de ferrailage de 1er volée.

IV.3.2.4 2<sup>ème</sup> Volée simplement appuyée :

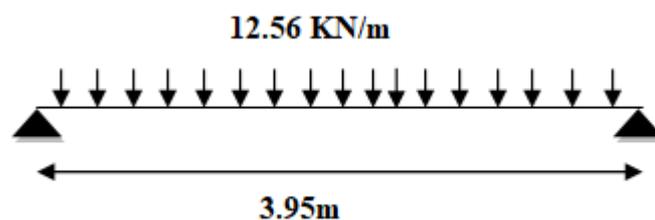


Figure. IV 17: Schémas statique de l'escalier à ELUR

On a obtenu les résultats Par **RDM6 version 6.19:**

Moment flechissant maximal M<sub>u</sub>= 24.50 kN.m à 1.975 m

Moment flechissant maximal M<sub>ser</sub>= 17.83 kN.m à 1.975 m

Effort tranchant T<sub>y</sub>=24.81 KN

Reaction d'appui F<sub>y1</sub> = 24.81 KN F<sub>y2</sub>= 24.81 KN

**IV.3.2.4.1 Ferrailage :**

Pour de bande de 1 ml

b = 100 cm ; H = 15 cm ; d = 13 cm ; c = 2 cm ;  $\sigma_s = 435$  MPa. ;  $\sigma_b = 14,2$  MPa

**E.L.U :**

❖ **en travée :**

Mt = 24.50 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24.50 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0.102 < \mu_l = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0.102)}}{2}$$

$\beta = 0,946.$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24.50 \times 10^3}{435 \times 0,946 \times 13} = 4.49 \text{cm}^2.$$

• **Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91 :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{500} = 1,25 \text{ cm}^2.$$

4.49 Cm<sup>2</sup> > 1,25 cm<sup>2</sup>.....CV

On prend Aa=max (A<sub>min</sub> ; A) =4.49 cm<sup>2</sup>

Soit : A= **4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>.**

• **Espacement Art A-8.2.42 BAEL91**

$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (45\text{cm} ; 33\text{cm})$

$e \leq 33\text{cm}$

On prend : e =20cm

• **Armatures de repartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On prend : A<sub>r</sub> = **4T8= 2.01 cm<sup>2</sup>.**

Espacement Art A-8.2.42 BAEL91

$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (60\text{cm} ; 45\text{cm})$

$e \leq 45\text{cm} \Rightarrow$  On prend : e =20 cm

❖ Sur appui :

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 24.50 = 7.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7.35 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.0306 < \mu_l = 0.372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0.030)}}{2}$$

$$\beta = 0.984.$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7.35 \times 10^3}{435 \times 0.978 \times 13} = 1.32 \text{ cm}^2.$$

• Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{500} = 1.25 \text{ cm}^2.$$

$$1.32 \text{ cm}^2 > 1.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On prend  $A_a = \max (A_{\min} ; A) = 1.32 \text{ cm}^2$

Soit :  $A = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ .

• Espacement : Art A-8.2.42 BAEL91

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm} \text{ On prend : } e = 20\text{cm}$$

• Armatures de repartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_r = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

• Espacement : Art A-8.2.42 BAEL91 :

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (60\text{cm} ; 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$

$$\text{On prend : } e = 20 \text{ cm}$$

**Remarque :** Les marches ferrailent constructivement avec T10 et  $\phi 8$ .

• Vérification de l'effort tranchant :

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \text{ Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{24.81 \times 10^2}{13 \times 100} = 1.908 \text{ Kg / cm}^2 = 0.908 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible Art A.5.1, 211 BAEL91

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,908 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

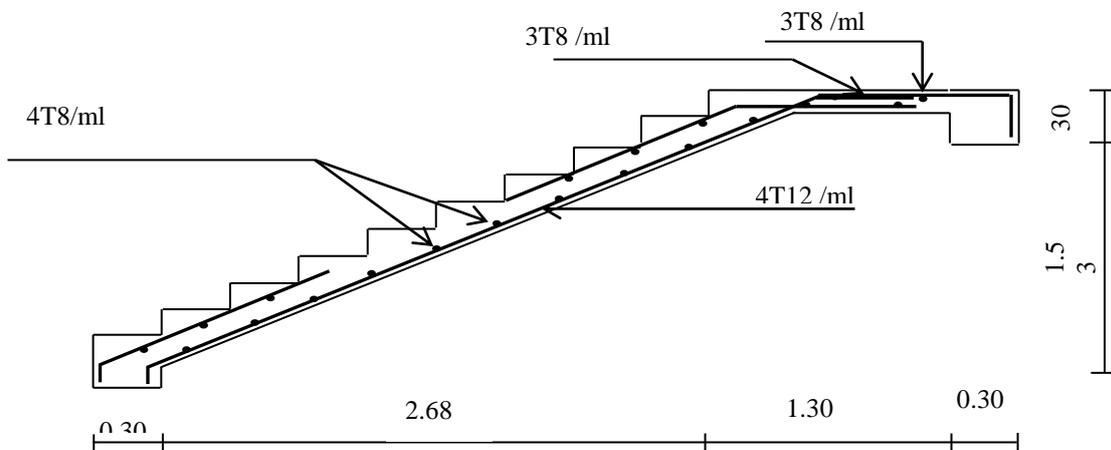
- Armatures transversales :

$$\tau_u = 0,908 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**IV.3.2.4.2 Vérification des contraintes :**

Localisation	M <sub>ser</sub> KN.m	Y	I	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> (Mpa)	> σ <sub>b</sub> σ <sub>b</sub>	> σ <sub>s</sub> σ <sub>s</sub>	condition	
XX	Travée	15.14	3.65	8199.02	6.73	200.82	15	201.63	vérifier
	Appuis	5.349	3.65	8199.02	2.38	96.39	15	201.63	vérifier

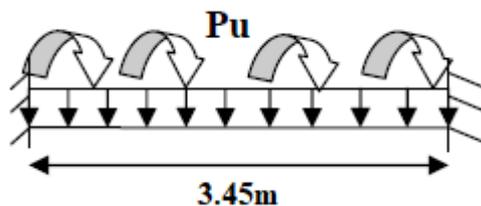
**Tableau.IV 12:** Vérification des contraintes pour escalier.



**Figure. IV 18:** Schémas ferrailage de 2<sup>eme</sup> volée.

**IV.3.2.5 Étude de la poutre qui va porter les escaliers:**

Cette poutre est soumise à la flexion simple plus un moment de torsion



**figure.IV 19:** Schéma statique de la poutre.

**IV.3.2.5.1 Dimensionnement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 345\text{cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 23 \text{ cm} \leq h_t \leq 34.4\text{cm} \\ 8.1 \text{ cm} \leq b \leq 12\text{cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow \begin{array}{l} \text{on prend : } h_t = 40 \text{ cm} \\ \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h_t = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.33 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée .} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 40 + 30) = 90\text{cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.} \end{array} \right.$$

**IV.3.2.5.2 Calcul des sollicitations a flexion simple :**

g : Poids propre de la poutre.  
 $g = 0.4 \times 0.3 \times 25 = 3\text{KN} / m$

La charge transmise par l’escalier est :

- ELU  
 $1.35 \times (G+g) + 1.5 \times (Q) = 1.35 \times (7.41+3) + 1.5 \times 1.5 = 16.30 \text{ KN/m}$
- ELS  
 $G+g+Q = 7.41+3+1.5 = 11.91 \text{ KN/m}$

$P_u = 1.35g + R_B = 33.70\text{KN/m}$

Avec logiciel RDM6 version 6.19 on a obtenir les résultat :

à ELU :

$M_t = 6.23 \text{ KN.m}$   
 $M_a = -12.46 \text{ KN.m}$   
 $v_u = -21.67$

**IV.3.2.5.3 Ferrailage de la poutre suivant le moment de flexion:**

Postion	M(KN.m)	$\mu$	B	A <sub>Cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ad</sub> cm <sup>2</sup> )
En travé	6.23	0.001	0.999	0.47	1.04	4.62=3T14
Sur appuis	12.46	0.002	0.988	0.80	1.04	3.39=3T12

**Figure. IV 20:** Résultats de ferrailage de la poutre.

**IV.3.2.5.3.1 Verification de l’effort tranchant :**

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

$V_u = -21.67\text{KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{21.67 \times 10^2}{36 \times 30} = 2.01 \text{ Kg} / \text{cm}^2 = 0, 201 \text{ MPa.}$

Fissuration peu nuisible **Art A.5.1, 211 BAEL91**

$$\bar{\sigma}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPA} > 0,201 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**IV.3.2.5.3.2 Espacement :**

$St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) : St \leq 32,4 \text{ cm}$  on opte:  $St=15\text{cm}$ .

**• Diamètre des armatures transversales :**

$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$   
 $\Phi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 16) \text{ mm}$   
 On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

**• Calculs de L'espace:**

✓ **BAEL91**

$St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) St \leq 40\text{cm}$

$St \leq \min (32,4 \text{ cm}; 40\text{cm})$

$St=15\text{cm}$

**IV.3.2.5.3.3 Calcul de moment de torsion :**

**IV.3.2.5.3.3.1 Calcul des sollicitations :**

**ELU**

$$1,35 \times (G+g) + 1,5 \times (Q) = 1,35 \times (7,41+3) + 1,5 \times 1,5 = 16,30 \text{ KN/m}$$

**▪ Moment de torsion en travée :**

$$M_{\text{tor}}^t = 0,8 \times (16,30 \times 0,5 \times 3,45) = 22,49 \text{ KN.m}$$

**▪ Moment de torsion sur appui :**

$$M_{\text{tor}}^a = 0,3 \times 22,49 = 6,74 \text{ KN.m}$$

**• ELS**

$$G+g+Q = 7,41+3+1,5 = 11,91 \text{ KN/m}$$

**Moment de torsion en travée :**

$$M_{\text{tor}}^t = 0,8 \times (11,91 \times 0,5 \times 3,45) = 16,43 \text{ KN.m}$$

**Moment de torsion sur appui :**

$$M_{\text{tor}}^a = 0,3 \times 16,43 = 4,93 \text{ KN.m}$$

**Ferailage de la poutre suivant le moment de torsion :**

Postion	M(KN.m)	$\mu$	B	$A_{\text{Cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{ad}}(\text{cm}^2)$
En travé	22.49	0.040	0.979	1.46	1.04	4.62=3T14
Sur appuis	6.74	0.012	0.993	0.43	1.04	3.39=3T12

**Tableau. IV 13:** Résultats de ferailage de la poutre.

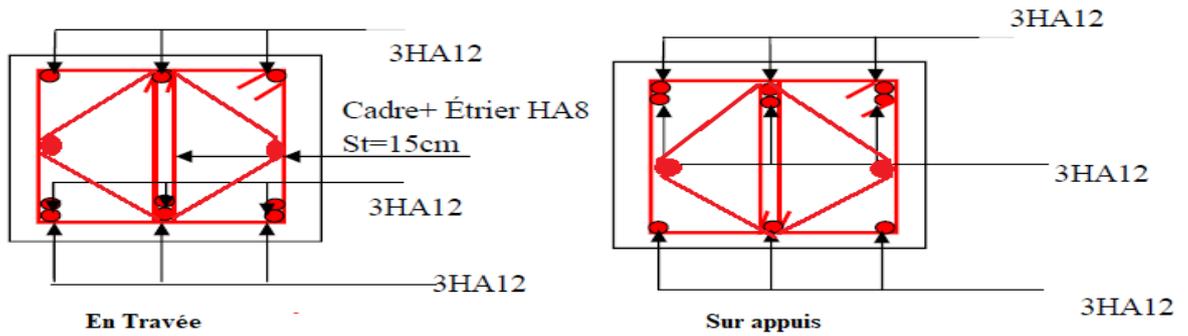


Figure. IV 21: Schémas de ferrailage de la poutre palière.

**IV.4 Balcon :**

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique  $e \geq 12cm$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité $\frac{KN}{m^3}$	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36
				$\Sigma G = 5,27$

Tableau. IV 14: Décente des charges d'un balcon.

- Poids propre  $G= 5,27 KN/m$
- Surcharge  $Q =3,5 KN/m^2$

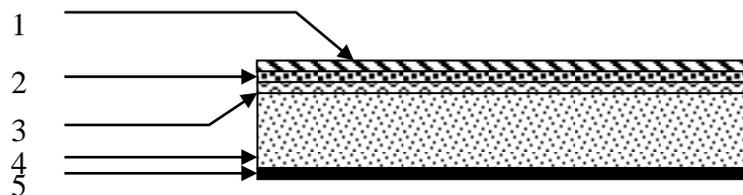


Figure. IV 22: Coupe longitudinale de la dalle du balcon.

**IV.4.1 Balcon encastré dans deux cotés :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{4.92} = 0,3 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant } l_x .$$

**IV.4.1.1 Combinaison de charges :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = 1,35G + 1,5Q = 8.77 \text{ KN/m}^2$$

**IV.4.1.2 Calcul du des moments isostatiques:**

$$M_{0U}^x = \frac{Q_u l_x^2}{8} = \frac{12.36 \times 1,5^2}{8} = 3.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{0S}^x = \frac{Q_s l_x^2}{8} = \frac{8.77 \times 1,5^2}{8} = 2.46 \text{ KN.m}$$

**En travée :**  $\begin{cases} M_t^x U = 0.85 M_0^x = 2.94 \text{ KN.m} \\ M_t^x S = 0.85 M_0^x = 2.09 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Sur appuis :**  $\begin{cases} M_a^x U = -0.3 M_0^x = -1.041 \text{ KN.m} \\ M_a^x S = -0.3 M_0^x = 0.74 \text{ KN.m} \end{cases}$

**IV.4.1.3 Ferrailage :**

Le calcul sur fera sur une bande de 1m

$$d = 0,9 \text{ h} = 13,5 \text{ cm}$$

- **En travée :**

$$M_t^x U = 2.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{2.94 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.011 < \mu_1 = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0.011)}}{2} : \beta = 0,994.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma \times \beta \times d} = \frac{1.275 \times 10^3}{435 \times 0,994 \times 13.5} = 0.47 \text{ cm}^2.$$

- **Sur appuis :**

$$M_t^x U = 1.041 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{1.041 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.0004 < \mu_1 = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0.004)}}{2} : \beta = 0,997.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma \times \beta \times d} = \frac{1.041 \times 10^3}{435 \times 0,997 \times 13.5} = 0.18 \text{ cm}^2.$$

Localisation		$\mu$	B	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}=0.0008.b.e$ ( $cm^2$ )	$A_{ad} cm^2)$
XX	Appuis	0.011	0.944	0.47	1.2	5HA8=2.51
	travées	0.0004	0.997	0.18	1.2	5HA8=2.51

Tableau. IV 15: Résultats de ferrailage balcon type 1.

**IV.4.1.3.1 Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0.63cm^2 / ml \Rightarrow A_r = 4HA8$$

**IV.4.1.3.2 Espacement :**

$$s_t = \min(2.e; 25cm) = 30cm$$

$$s_s = 20cm$$

**IV.4.1.3.3 Vérification de l'effort tranchant :**

$$v_u^x = v_u^y = \frac{p_u \times l_x}{2}$$

$$v_u^x = v_u^y = \frac{12.36 \times 1.5}{2} = 9.27 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{9.27 \times 10^{-3}}{0.135 \times 1} = 0.06MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25Mpa$$

$$\tau_u = 0,06MPa < \bar{\tau}_u = 1.25 MPa$$

Il n'y a pas donc de rupture par cisaillement.

**IV.4.1.4 Vérification des contraintes:**

$$I = \frac{bY^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 = 356377.6cm^4$$

$$\frac{b}{2}.y^2 + 15.A.y - 15.A = 0 \Rightarrow y = 2.81cm$$

$$\sigma_b = \frac{M}{I}.y \leq \bar{\sigma}_b 0.06 \times 15Mpa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I}(d - y) \leq 201.63Mpa$$

Localisation		M <sub>ser</sub> KN.m	Y	I	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	< σ <sub>b</sub> σ̄ <sub>b</sub>
XX	Travée	2.09	2.81	5042.09	1.16	15	Condition vérifiée
	Appuis	0.74	2.81	5042.09	0.41	15	Condition vérifiée

Tableau. IV 16: Vérification des contraintes du balcon type 1.

IV.4.1.4.1 Contraintes d'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} (d - y) = 66.37 \text{ Mpa} \leq 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots cv$$

IV.4.1.4.2 Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right) \Rightarrow 0.10 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.00016 < 0.0004 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

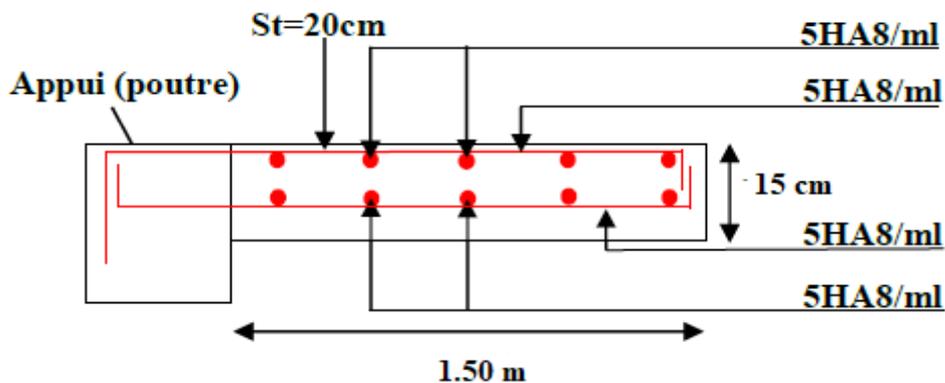


Figure. IV 23: Schémas de ferrailage du balcon type 1

IV.4.2 balcon encasté sur les deux cotés :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.18}{2.5} = 0,47 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_\mu \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

la travaille dans les deux sens

• **Moment a ELU :**

$$\alpha = 0.47(\text{ELU}) \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0988 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{X2} = 1.70\text{KN}. \\ M_{Y2M} = 0.42\text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moment a ELS :**

$$\alpha = 0,47 (\text{E.L.S}) \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1019 \\ \mu_y = 0,349 \end{cases}$$

$$M_{\text{oxr}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,1019 \times 8.77 \times (1.18)^2 = 1.24\text{KN} / m$$

$$M_{\text{oyr}} = \mu_y \cdot M_{\text{oxr}} = 0,349 \times 1.24 = 0.43\text{KN} / m$$

▪ **Moments retenus :**

❖ En travée :

$$M_t^x = 0.75 \cdot M_0^x = 1.275\text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \cdot M_0^y = 0.31\text{KN.m}$$

❖ Sur appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_0^x = 0.85\text{KN.m}$$

**IV.4.2.1 Ferrailage :**

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M(KN.m)	$\mu$	B	A <sub>Cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> =0.0008.b.e (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ad</sub> cm <sup>2</sup> )
<b>XX</b>	<b>Appuis</b>	0.85	0.00004	0.99	0.147	1.2	5HA8=2.51
	<b>Travées</b>	1.275	0.00005	0.997	0.22	1.2	5HA8=2.51
<b>YY</b>	<b>Appuis</b>	0.85	0.00004	0.99	0.146	1.2	5HA8=2.51
	<b>Travées</b>	0.31	0.0001	0.99	0.053	1.2	5HA8=2.51

**Figure. IV 24:**Résultats Ferrailage balcon type 2.

**IV.4.2.1.1 Espacement :**

$$st = \min(2.e; 25cm) = 30cm \rightarrow st = 20cm$$

**IV.4.2.2 Vérification de cisaillement ::**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 5.25 \text{ KN} ; V_y = 4.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{5.25 \times 10^{-3}}{0,135 \times 1} = 0.038 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,038 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas donc de rupture par cisaillement.

**IV.4.2.3 Vérification des contraintes:**

$$I = \frac{bY^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 = 356377.6 \text{ cm}^4$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A = 0 \Rightarrow y = 2.81 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_b = 0.06 \times 15 \text{ Mpa}$$

Localisation		M <sub>ser</sub> KN.m	Y	I	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	< σ <sub>b</sub> σ̄ <sub>b</sub>
XX	Travée	0.93	2.81	5042.09	0.52	15	Condition vérifiée
	appuis	0.75	2.81	5042.09	0.42	15	Condition vérifiée
YY	Travée	0.32	2.81	5042.09	0.18	15	Condition vérifiée
	appuis	0.215	2.81	5042.09	0.15	15	Condition vérifiée

**Tableau. IV 17:** Vérification des contraintes du balcon type 2.

IV.4.2.3.1 Contraintes d'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} (d - y) = 2.76 \text{ Mpa} \leq 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right) \Rightarrow 0.12 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.00016 < 0.0004 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

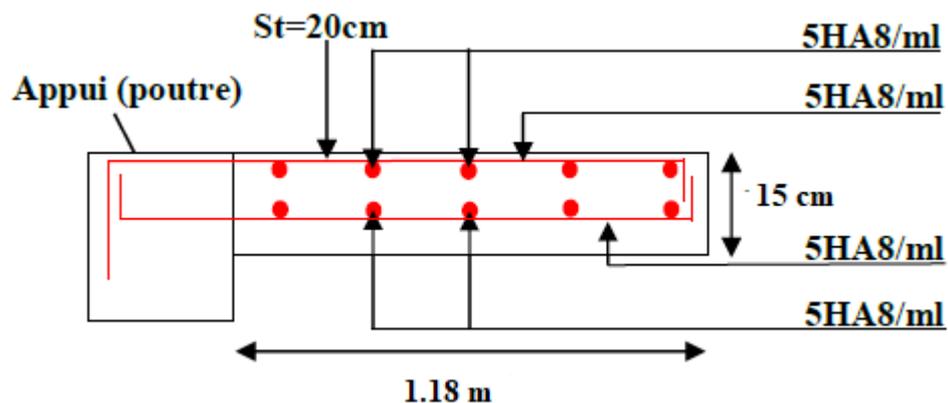


Figure. IV 25: Schémas de ferrailage balcon type 2

IV.4.3 Encastré dans les trois cotés :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{4.90} = 0.24 < 0.4 \Rightarrow$$

la travée dans un seul sens

IV.4.3.1 Calcul du des moments isostatiques:

$$M_{0U}^x = \frac{Q_u l_x^2}{8} = \frac{12.36 \times 1,2^2}{8} = 2.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0S}^x = \frac{Q_s l_x^2}{8} = \frac{8.77 \times 1,2^2}{8} = 1.58 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x U = 0.85 M_0^x = 1.88 \text{ KN.m} \\ M_t^x S = 0.85 M_0^x = 1.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Sur appuis : } \begin{cases} M_a^x U = -0.3 M_0^x = -1.11 \text{ KN.m} \\ M_a^x S = -0.3 M_0^x = -0.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**IV.4.3.2 Ferrailage :**

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		$\mu$	B	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}=0.0008.b.e$ ( $cm^2$ )	$A_{ad} cm^2$	St(cm)
XX	Appuis	0.007	0.996	0.32	1.2	5HA8=2.51	20
	Travées	0.002	0.998	0.29	1.2	5HA8=2.51	20

**Tableau. IV 18:** Résultats de ferrailage balcon type 3.

**IV.4.3.2.1 Vérification de l'effort tranchant :**

$$v_u^x = v_u^y = \frac{p_u \times l_x}{2}$$

$$v_u^x = v_u^y = \frac{12.36 \times 1.2}{2} = 7.41KN$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{9.27 \times 10^{-3}}{0,135 \times 1} = 0.054MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1.25Mpa$$

$$\tau_u = 0,054MPa < \bar{\tau}_u = 1.25 MPa$$

Il n'y a pas donc de rupture par cisaillement.

**IV.4.3.2.2 Vérification des contraintes:**

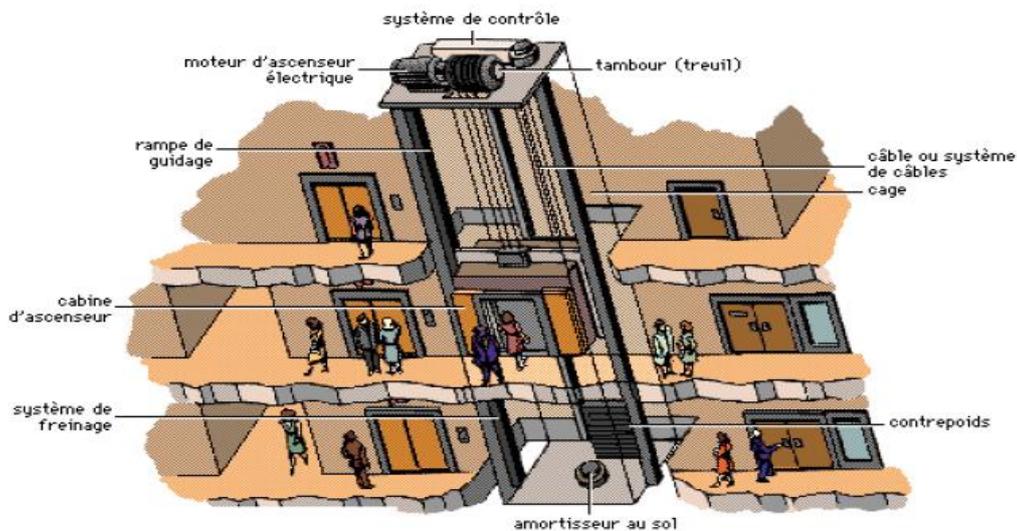
Localisation		$M_{ser}$ KN.m	Y	I	$\sigma_b (Mpa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$< \sigma_b \bar{\sigma}_b$
XX	Travée	1.34	2.81	5042.09	1.16	15	Condition vérifiée
	Appuis	0.77	2.81	5042.09	0.41	15	Condition vérifiée

**Tableau. IV 19:** Vérification a ELS balcon type 3.

**IV.4.4 L'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigantes.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).



**Figure. IV 26:**ascenseur dans un bâtiment

L'ascenseur mécaniquement composé de trois composantes principales :

- Le treuil de lavage et sa polie.
- La cabine.
- Le contre poids.

#### IV.4.4.1 Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française (NF-P82-209) répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur.

C'est ainsi que la norme (NF-P82-208) a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 630daN, donc les dimensions sont :

- Largeur de la cabine :  $L_C = 1,10\text{m}$
- Profondeur de la cabine :  $P_C = 1,40\text{m}$
- Hauteur de la cabine :  $H_C = 2,20\text{m}$
- Largeur de la gaine :  $L_G = 1,50\text{m}$
- Profondeur de la gaine :  $P_G = 1,70\text{m}$
- Largeur du passage libre :  $L_p = 0,80\text{m}$
- Hauteur du passage libre :  $H_p = 2,00\text{m}$

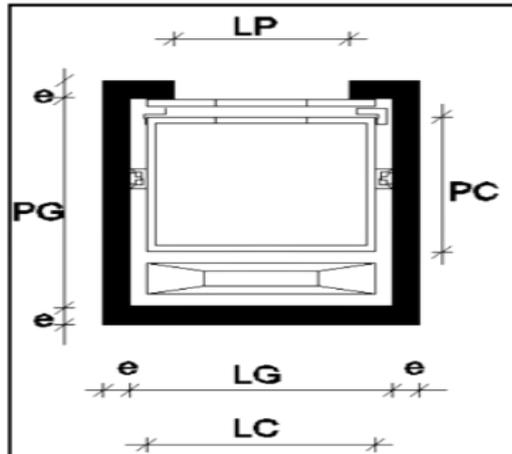


Figure. IV 27: Vue en plan de l'ascenseur et sa dimension

**Remarque :**

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

**IV.4.4.1.1 Descente de charges :**

- **Charges d'exploitation :** 630 daN  $\Rightarrow$  pour 08 personnes

- **Charges permanentes :**

- ✓ **Masse de la cabine :** est composé de la somme des masses suivantes :
- ✓ **Masse des côtés :** La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11,5 daN/m<sup>2</sup> :

$$\begin{cases} S_1 = (L_C + 2.P_C).H_C = (1,10 + 2 \times 1,40) \times 2,20 = 8,58 \text{m}^2 \\ M_1 = (11,5 + 0,1 \times 11,5) \times 8,58 = 108,54 \text{daN} \end{cases}$$

- **Masse du plancher :**

La masse du plancher à raison de 70 daN/m<sup>2</sup> pour appareils de 300 à 600 daN de charge :

$$\begin{cases} S_2 = L_C.P_C = 1,10 \times 1,40 = 1,54 \text{m}^2 \\ M_2 = 70 \times 1,54 = 107,8 \text{daN} \end{cases}$$

- **Masse du toit :**

La masse du toit à raison de 20 daN/m<sup>2</sup> :

$$\begin{cases} S_3 = L_C.P_C = 1,10 \times 1,40 = 1,54 \text{m}^2 \\ M_3 = 20 \times 1,54 = 30,8 \text{daN} \end{cases}$$

• **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60daN plus de largeur de cabine de 300 à 600 daN de charge :

$$M_4 = [60 + (60 \times 1,10)] = 126 \text{ daN}$$

• **Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 80daN plus 25 daN/m<sup>2</sup> de surface de porte

$$M_5 = [80 + (25 \times 0,8 \times 2)] = 120 \text{ daN}$$

• **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie  $\Rightarrow M_6 = 100 \text{ daN}$

• **Masse des accessoires :**  $M_7 = 80 \text{ daN}$

• **Masse des poulies de moulage :**

Deux poulies supplémentaires  $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$

$$P_T = \sum M_i = [108,54 + 107,80 + 30,80 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60] = 733,14 \text{ daN}$$

• **Masse du contre poids :**

$$M_p = \frac{(P + Q)}{2} = \frac{(733,14 + 630)}{2} = 1048,14 \text{ daN}$$

• **Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble; d'après la norme ( NF – P82 – 210 ) :

"C<sub>s</sub>" Doit être pour cet appareille au minimum 12 et le rapport D/d au minimum 40 et aussi selon l'abaque de détermination de suspentes :

$$D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

$$C_s = 13$$

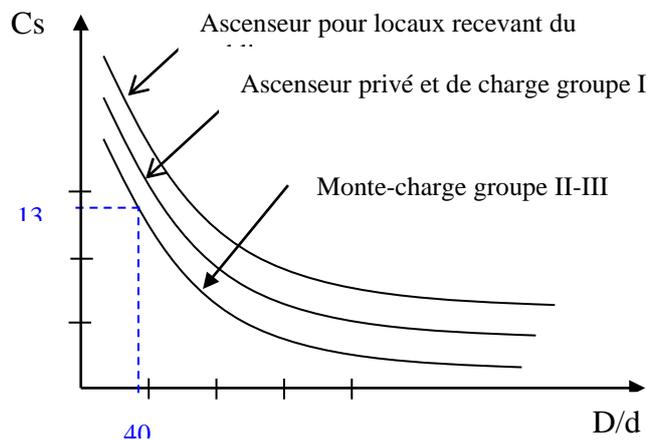


Figure. IV 28: Abaque de détermination de suspentes.

D : Diamètre de la poulie de moulage pris entre 400 et 800 mm

d : Diamètre du câble

C<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : Égal à la somme de la charge utile Q poids mort P et la Masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

$C_r$  : Charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M = 13(630 + 733,14) = 17720,82 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale " $C_m$ ", il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0,85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0,85} \Rightarrow C_m = \frac{17720,82}{0,85} = 20848,02 \text{ daN}$$

$$C_m \text{ Égal aussi : } C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

m : Type de moulage brin

n : Nombre de câble

$C_r(\text{cable})$  : Charge de rupture par câble en fonction du diamètre

$$d = 12,5\text{mm} \Rightarrow C_r(\text{câble}) = 8152\text{daN (voire le tableau suivant) :}$$

$\phi$ des câbles (mm)	$\phi$ des fils (mm)	Section (mm <sup>2</sup> )	Masse linéaire $M_L$ (daN/m)	Charge admissible Totale $C_r$ (daN)
	0,5	21,05	0,203	3223
<b>7,87</b>	0,6	30,26	0,293	4650
<b>9,48</b>	0,7	41,27	0,396	6232
<b>11,00</b>	0,8	53,34	0,515	8152
<b>12,6</b>	0,9	67,98	0,656	10805
<b>14,2</b>	1,0	83,84	0,810	12830
<b>15,5</b>				

**Tableau. IV 20:** Caractéristiques des câbles

$$n = \frac{20848,02}{2 \times 8152} = 1,28 ; \text{ on prend } n = 2\text{câbles.}$$

- **Masse totale des câbles**  $M_C = M_L \cdot n \cdot C$

$M_L$  : Masse linéaire en fonction du diamètre d'un seul câble

C: C'est la course du câble (hauteur de course)  $\Rightarrow C = 22,02 \text{ m}$

$$M_c = 0,515 \times 2 \times 22,02 = 22,68\text{daN}$$

- **Masse du treuil** :  $M_g = 1200\text{daN}$

Résumé :

- Poids mort = 733,14 daN
- Masse du câble = 22,68 daN
- Masse du contre poids = 1048,14 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200daN

$$G = 3003,96 \text{ daN}$$

IV.4.4.2 Combinaisons fondamentales :

$$E.L.U : q_u = (1,35G + 1,5P) = (1,35 \times 3003,96 + 1,5 \times 630) = 5000,35 \text{ daN}$$

$$E.L.S : q_s = (G + P) = (3003,96 + 630) = 3633,96 \text{ daN}$$

IV.4.4.3 Etude du plancher :

- Vérification de poinçonnement :

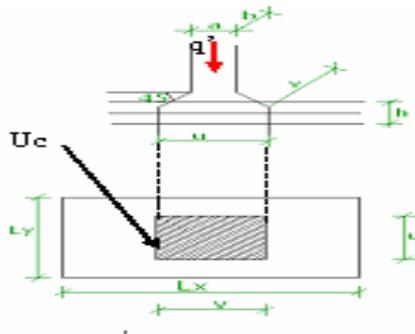


Figure. IV 29:Schéma de la surface d'impact.

Pour chacun des quatre appuis:

$$q_u^a = \frac{q_u}{4} = \frac{5000,35}{4} = 1250,09 \text{ daN}$$

$$q_s^a = \frac{q_s}{4} = \frac{3633,96}{4} = 908,49 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du BAEL91 :

$$\text{Si } q_u^a \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Avec :

$q_u^a$  : Charge ultime pour chaque appui;

$U_c$  : périmètre du contour au niveau de feuillet moyen;

$h$  : Epaisseur de la dalle égal à 15cm

$U$  et  $V$  : représentent les côtes du rectangle  $[U/L_x \text{ et } V/L_y]$  sur lequel la charge  $Q_u$  s'applique comme tenu de la diffusion à 45 degré dans le béton.

La surface d'impact (a.b)est de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = (a + 2.h/2) = (10 + 2 \times 15/2) = 25\text{cm}$$

$$V = (b + 2.h/2) = (10 + 2 \times 15/2) = 25\text{cm}$$

$$\text{Donc : } U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (25 + 25) = 100\text{cm}$$

$$q_u^a = \frac{0,045 \times 1000 \times 25 \times 150}{1,5} = 112500\text{N} \Rightarrow q_u^a = 12500,9\text{N} < 112500\text{N} \dots C.V$$

Donc : la dalle résiste au poinçonneme nt.

• Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumise à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **Pigeaud** et en plaçant les charges au centre, leurs moments seront :

$$\begin{cases} M_x = q^a \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = q^a \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases}$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson qui égal à "0" à l'ELU et "0,2" à l'ELS ;

$M_1$  et  $M_2$  : Sans dimension sont donnés à partir des rapports ( $U/L_x$  et  $V/L_y$ ) dans les abaques suivants  $\zeta = L_x/L_y$

Donc :

$$\text{Etat limite ultime de résistance : } \begin{cases} M_{xu} = q_u^a \times M_1 \\ M_{yu} = q_u^a \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{Etat limite de service : } \begin{cases} M_{xs} = q_s^a \times (M_1 + 0,2 \times M_2) \\ M_{ys} = q_s^a \times (M_2 + 0,2 \times M_1) \end{cases}$$

$$\text{La charge au "m}^2\text{" sera : } \begin{cases} Q_u^a = \frac{q_u^a}{U \times V} = \frac{1250,09}{0,25 \times 0,25} = 20001,44\text{daN/m}^2 \\ Q_s^a = \frac{q_s^a}{U \times V} = \frac{908,49}{0,25 \times 0,25} = 14535,84\text{daN/m}^2 \end{cases}$$

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour la (Figure IV.12) une dalle de dimensions ( $L_x.L_y$ ) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle (U.V) .

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

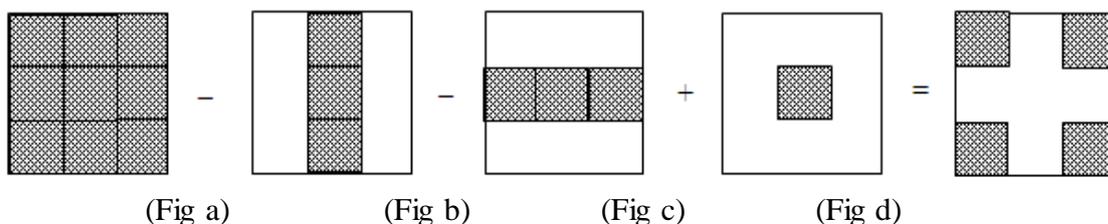


Figure. IV 30: Panneau de calcul de la dalle.

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$\begin{cases} \text{I} = 4A + 2B + 2C + D & \rightarrow (\text{Fig a}) \\ \text{II} = 2B + D & \rightarrow (\text{Fig b}) \\ \text{III} = 2C + D & \rightarrow (\text{Fig c}) \\ \text{IV} = D & \rightarrow (\text{Fig d}) \end{cases}$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique "A" seront donnés par :

$$A = (\text{I} - \text{II} - \text{III} + \text{IV})/4$$

$$\zeta = (L_x/L_y) = (1,50/1,70) = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{X_c} = (M_{X_I} - M_{X_{II}} - M_{X_{III}} + M_{X_{IV}})/4 \\ M_{Y_c} = (M_{Y_I} - M_{Y_{II}} - M_{Y_{III}} + M_{Y_{IV}})/4 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} M_X = (M_1 + v.M_2) \times q_u = (M_1 + v.M_2) \times (4 \times Q^a) \\ M_Y = (M_2 + v.M_1) \times q_u = (M_2 + v.M_1) \times (4 \times Q^a) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_X/4 = (M_1 + v.M_2) \cdot Q^a \\ M_Y/4 = (M_2 + v.M_1) \cdot Q^a \end{cases}$$

$$Q^a = Q^a \times S \text{ et } S = U \times V$$

**Remarque :**  $M_1$  et  $M_2$  du tableau suivant sont des coefficients tirés à partir d'un abaque

	I	II	III	IV
<b>U(m)</b>	0,90	0,90	0,40	0,40
<b>V(m)</b>	0,90	0,40	0,90	0,40
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	0,81	0,36	0,36	0,16
<b>U/Lx</b>	0,60	0,60	0,27	0,27
<b>V/Ly</b>	0,53	0,23	0,53	0,23
<b>M<sub>1</sub></b>	0,089	0,099	0,141	0,175
<b>M<sub>2</sub></b>	0,073	0,100	0,108	0,152
$Q_u^a = Q_a^u \times S$ [N]	16201,17	7200,52	7200,52	3200,23
$Q_s^a = Q_a^s \times S$ [N]	11774,03	5232,90	5232,90	2325,73
$M_x^u = Q_a^u \times M_1$ [N.m]	1441,90	1603,92	2284,36	2835,20
$M_y^u = Q_a^u \times M_2$ [N.m]	1182,69	1620,12	1749,73	2462,58
$M_x^s = Q_a^s \times M_1$ [N.m]	1047,89	1165,63	1660,14	2060,46
$M_y^s = Q_a^s \times M_2$ [N.m]	859,50	1177,40	1271,60	1789,65
$M_{xc}^u$ [N.m]	388,82			
$M_{yc}^u$ [N.m]	275,42			
$M_{xc}^s$ [N.m]	282,58			
$M_{yc}^s$ [N.m]	200,15			

**Figure. IV 31:** Tableau récapitulatif des résultats

• **Descente des charges :**

Dalle machine : ( $e_p = 15\text{cm}$ )  $\Rightarrow G = e_p \times \sigma_{bc} = 0,15 \times 2500 = 375\text{daN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la charge d'exploitation  $P = 100\text{ daN/m}^2$

• **Combinaison fondamentale :**

**ELU:**

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times P$$

$$q_u = (1,35 \times 375) + (1,5 \times 100) = 656,25\text{daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$(q_u \times 1\text{m}) = (656,25 \times 1\text{m}) = 656,25\text{ daN/ml}$$

**ELS:**

$$q_s = (G + P) = (375 + 100) = 475\text{daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$(q_s \times 1\text{m}) = (475 \times 1\text{m}) = 475\text{daN/ml}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } I_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \rightarrow \text{suivant la direction } I_y \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } I_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} \rightarrow \text{suivant la direction } I_y \end{cases}$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\zeta, \nu)$  et  $\zeta = \frac{L_x}{L_y}$

$\nu$  : coefficient t de poisson  $\Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime (béton fissuré)} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'état limite de service (béton non fissuré)} \end{cases}$

• **Calcul des moments dus aux charges réparties :**

**ELU :**

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,70} = 0,88 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = 0,0476 \times 656,25 \times (1,50^2) = 70,28\text{daN.m} \\ M_y^u = 0,7438 \times 70,28 = 52,28\text{daN.m} \end{cases}$$

**ELS :**

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,70} = 0,88 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^s = 0,0546 \times 475 \times (1,50^2) = 58,35\text{daN.m} \\ M_y^s = 0,8216 \times 58,35 = 47,94\text{daN.m} \end{cases}$$

• **Moments totaux sollicitant la dalle machine :**

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties.

**ELU :**

$$\begin{cases} M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (388,82 + 702,8) = 1091,62N \\ M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (275,42 + 522,8) = 798,22N \end{cases}$$

**ELS :**

$$\begin{cases} M_{xt}^s = (M_{xc}^s + M_x^s) = (282,58 + 583,5) = 866,08N \\ M_{yt}^s = (M_{yc}^s + M_y^s) = (200,15 + 479,4) = 679,55N \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Moment max en travée : } M_t = 0,85 \times M_x^t \\ \text{Moment max en appui : } M_a = -0,5 \times M_x^t \end{cases}$$

• **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de hauteur égale à l'épaisseur de la dalle (b.h) = (1m × 0,15) m<sup>2</sup>.

		Sens x-x		Sens y-y	
		Travée	Appui	Travée	Appui
Moments	ELU	927,88	545,81	678,47	399,11
	ELS	736,17	433,04	577,62	339,78

Figure. IV 32: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

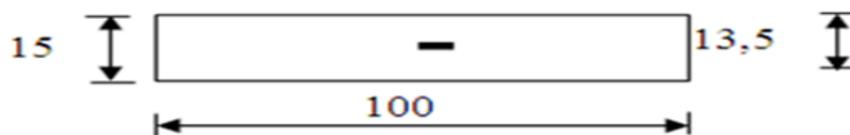
IV.4.4.3.1 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

**Sens X-X :**

**En travée :**

ELU :  $M_{ix}^u = 927,88 \text{ daN.m}$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**



$$\mu = 0,036 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A'N \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,046 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,982$$

**IV.4.4.4 Détermination des armatures:**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9278,8}{435 \times 0,982 \times 13,5} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**IV.4.4.5 Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle qui porte suivante deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/F_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \times 2,1/500 = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1,95; 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}) \Rightarrow A_t = 1,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : { 4T10/ml  $\Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; e = 25cm }

**ELS :**

-La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

-Section rectangulaire sans A'  $\Rightarrow \alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$

-Flexion simple

-Acier fe500Mpa

$$\gamma = M_{tx}^u / M_{tx}^s = (927,88/736,17) = 1,26 \Rightarrow \alpha = (1,26 - 1)/2 + 0,25 = 0,38$$

$$\alpha_t = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036} \right] = 0,046$$

Donc :  $\alpha_t = 0,046 < \alpha = 0,380$ .

**Conclusion :**

-  $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$  ;

-Fissuration peu nuisible ;

$\Rightarrow$  Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ ).

**Sur appuis :**

**ELU :**

$$M_{ax}^u = 545,81 \text{ daN.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5458,1}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021} \right) = 0,027$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,989$$

**IV.4.4.6 Détermination des armatures:**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5458,1}{435 \times 0,989 \times 13,5} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**IV.4.4.7 Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / F_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(1,17 ; 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} 4T10/\text{ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ e = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**ELS :**

-La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

$$\text{-Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

-Flexion simple

-Acier feE4500Mpa

$$\gamma = M_{ax}^u / M_{ax}^s = (545,81 / 433,04) = 1,26 \Rightarrow \alpha = (1,26 - 1) / 2 + 0,25 = 0,38$$

$$\alpha_a = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021} \right] = 0,027$$

$$\alpha_a = 0,027 < \alpha = 0,380$$

**Conclusion :**

$$\text{-} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} ;$$

-Fissuration peu nuisible ;

Donc les armatures calculées en l'ELU sont maintenues.

**Sens Y-Y :**

**En travée :**

**ELU :**

$$M_{ty}^u = 678,47 \text{ daN.m}$$

**• Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{6784,7}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$\alpha_t = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026} \right] = 0,033$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,987$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{6784,7}{348 \times 0,987 \times 13,5} = 1,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / F_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1,46 ; 1,08) = 1,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} 4\text{T10/ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ e = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**ELS :**

-La fissuration est considérée comme **peu nuisible**, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

$$\text{-Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

-Flexion simple

-Acier feE500Mpa

$$\gamma = M_{ax}^u / M_{ax}^s = (399,11 / 339,78) = 1,17 \Rightarrow \alpha = (1,17 - 1) / 2 + 0,25 = 0,34$$

$$\alpha_t = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026} \right] = 0,033$$

$$\alpha_t = 0,033 < \alpha = 0,380$$

**Conclusion :**

$$\text{-} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} ;$$

-Fissuration peu nuisible ;

Donc les armatures calculées en l'ELU sont maintenues (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

**Sur appuis :**

**ELU :**

$$M_y^a = 399,11 \text{ daN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{3991,1}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$\alpha_a = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015} \right] = 0,020$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,992$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{3991,1}{435 \times 0,992 \times 13,5} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / F_c = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max(0,86 ; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} 4\text{T10/ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ e = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**ELS :**

-La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

$$\text{-Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

-Flexion simple

-Acier fe500Mpa

$$\gamma = M_{ax}^u / M_{ax}^s = (399,11 / 339,78) = 1,17 \Rightarrow \alpha = (1,17 - 1) / 2 + 0,25 = 0,34$$

$$\alpha_a = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015} \right] = 0,020$$

$$\alpha_a = 0,020 < \alpha = 0,340$$

**Conclusion :**

$$-\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} ;$$

-Fissuration peu nuisible ;

Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues (Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ).

• **Vérification du cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28}$$

$$T_{\max} = q'_u + q_u \cdot \frac{L_x}{2} = 12500,9 + (6562,5 \times \frac{1,5}{2}) = 17422,78 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{17422,78}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = 0,13 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 1,25 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\begin{cases} \frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} \\ \rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_c} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{15}{150} = 0,10 > \frac{9278,8}{20 \times 702,8} = 0,66 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0023 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées, la flèche n'est pas nécessaire.

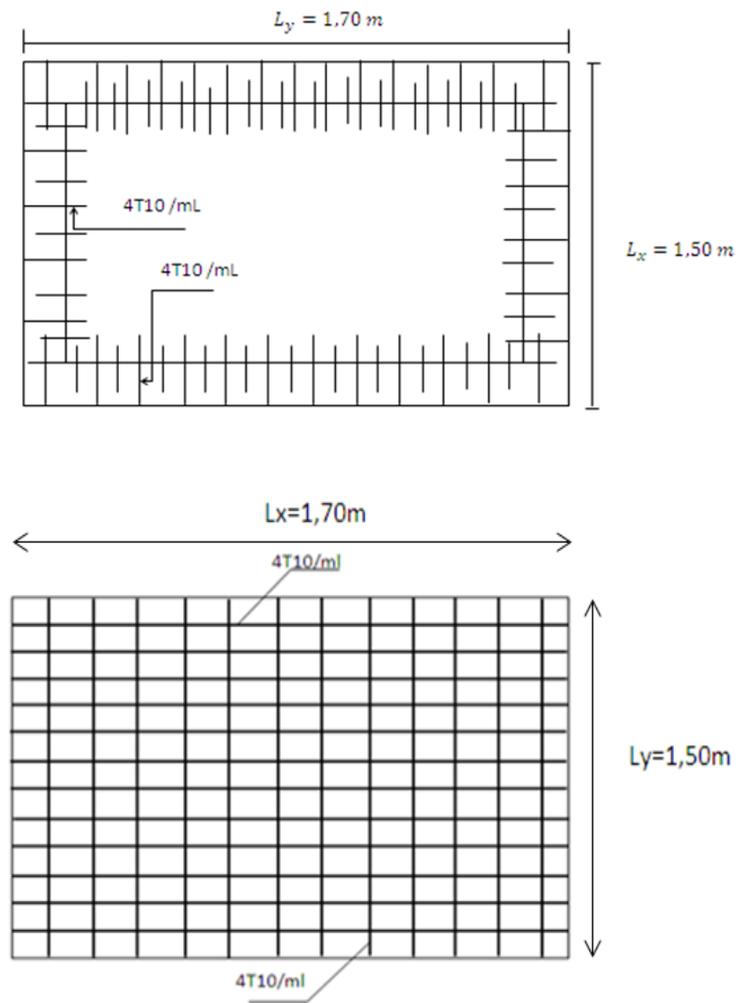


Figure. IV 33: Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

**V.1 Introduction:**

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments dans les différents nœuds et travées.

**V.2 Les combinaisons de calcul :**

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

**a- Poutres :**

- sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)  
1,35 G + 1,5 Q
- sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]  

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

**b- Poteaux et voiles :**

- sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)  
1,35 G + 1,5 Q
- sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]  

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

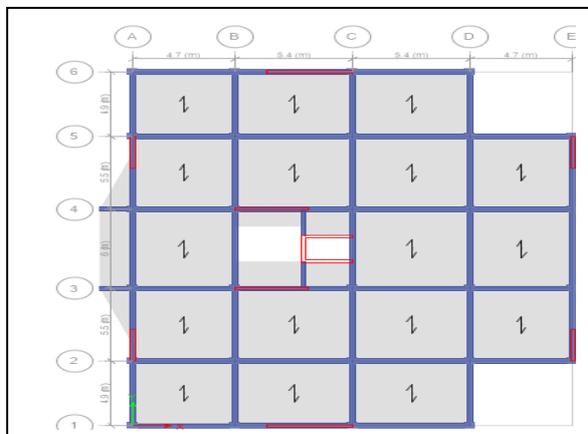
E : Effort sismique.

**V.3 Charges verticales:**

**V.3.1 Le Chargement:**

D'une façon générale, les charges sont distribuées en fonction des surfaces des planchers attribuées à chaque portique.

**Étage RDC :**



**Figure V. 1 :** La distribution de la charge verticale du plancher RDC.

Portique de rive :  $L=(4.9/2)=2.45\text{m}$

Portique intermédiaire :  $L=5.75\text{m}$

Le sens	Portique	Axe	$W_i$ (KN/m)	$G_t$ (KN/m)	Q(KN/m)
Sens transversal	Portique de rive	6 et 1	Plancher : $5.6 \times 2.45 = 13.72$	28.78	$2.5 \times 2.45 = 6.12$
			Mur : $0.9 \times 11.88 = 10.7$		
			Poutre principale : $0.35 \times 0.5 \times 25 = 4.37$		
	Portique intermédiaire	4	Plancher : $5.6 \times 5.75 = 32.2$	47.671	$2.5 \times 2.45 = 6.125$
			Mur : $0.9 \times 13.44 = 12.096$		
			Poutre principale : $0.35 \times 0.5 = 4.375$		

Tableau V. 1: La distribution de la charge verticale du plancher RDC en fonction des surfaces.

Portique de rive :  $L=(4.7/2)=2.35\text{m}$

Portique intermédiaire :  $L=5.4\text{m}$

Le sens	Portique	Axe	$W_i$ (KN/m)	$G_t$ (KN/m)	Q(KN/m)
Sens longitudinal	Portique de rive	A	Plancher : $5.6 \times 2.35 = 13.16$	27.81	$2.5 \times 2.45 = 6.125$
			Mur $0.9 \times 12.95 = 11.65$		
			Poutre secondaire : $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3$		
	Portique intermédiaire	C	Plancher : $5.6 \times 5.4 = 30.24$	46.7	$2.5 \times 2.45 = 6.125$
			Mur : $0.9 \times 13.44 = 12.09$		
			Poutre principale : $0.35 \times 0.5 = 4.37$		

Tableau V. 2: La distribution de la charge verticale du plancher RDC sur les portiques.

plancher 2 jusqu'au 7<sup>émé</sup>

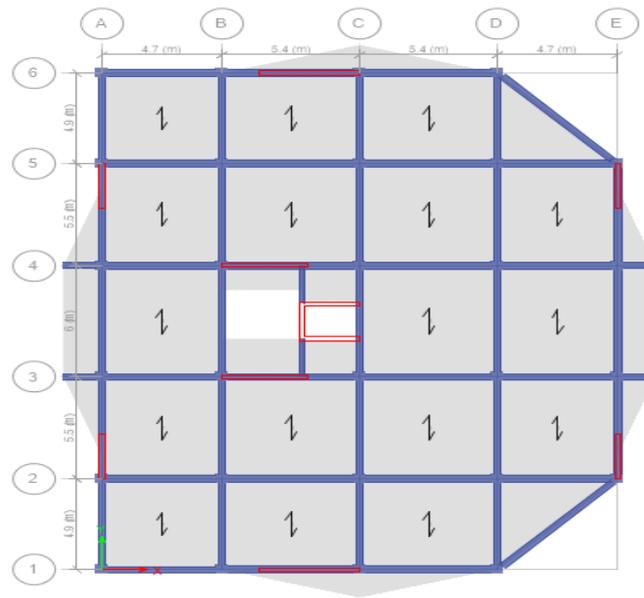


Figure V. 2:La distribution de la charge verticale du plancher 2 jusqu'au 7<sup>émé</sup>.

Portique de rive :  $L=(4.9/2)=2.45m$

Portique intermédiaire :  $L=5.75m$

Le sens	Portique	Axe	$W_i$ (KN/m)	$G_t$ (KN/m)	Q (KN/m)
Sens transversal	portique de rive	6 et 1	Plancher : $5.46 \times 2.45 + 1.5 \times 3.61 = 43.701$	33.862	$1.5 \times 2.45 = 3.675$
			Mur : $0.9 \times 11.88 = 10.7$		
			Poutre principale : $0.35 \times 0.5 \times 25 = 4.37$		
	Portique intermédiaire	4	Plancher : $5.46 \times 5.75 = 31.39$	47.866	$1.5 \times 5.75 = 8.625$
			Mur : $0.9 \times 13.44 = 12.096$		
			Poutre principale : $0.35 \times 0.5 = 4.375$		

Tableau V. 3:La distribution de la charge verticale du plancher 2 jusqu'au 7 en fonction des surfaces.

Portique de rive :  $L=(4.7/2)=2.35m$

Portique intermédiaire :  $L=5.4m$

Le sens	Portique	Axe	$W_i$ (KN/m)	$G_t$ (KN/m)	Q(KN/m)
Sens longitudinal	Portique de rive	A	Plancher : $5.46 \times 2.35 = 12.831$	27.48	$1.5 \times 2.45 = 3.675$
			Mur $0.9 \times 12.95 = 11.65$		
			Poutre secondaire : $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3$		
	Portique intermédiaire	C	Plancher : $5.46 \times 5.4 = 29.48$	45.944	$1.5 \times 5.75 = 8.625$
			Mur : $0.9 \times 13.44 = 12.09$		
			Poutre principale : $0.35 \times 0.5 = 4.37$		

Tableau V. 4: La distribution de la charge verticale du plancher 2 jusqu'au 7 en fonction des surfaces.

**Terrasse inaccessible :**

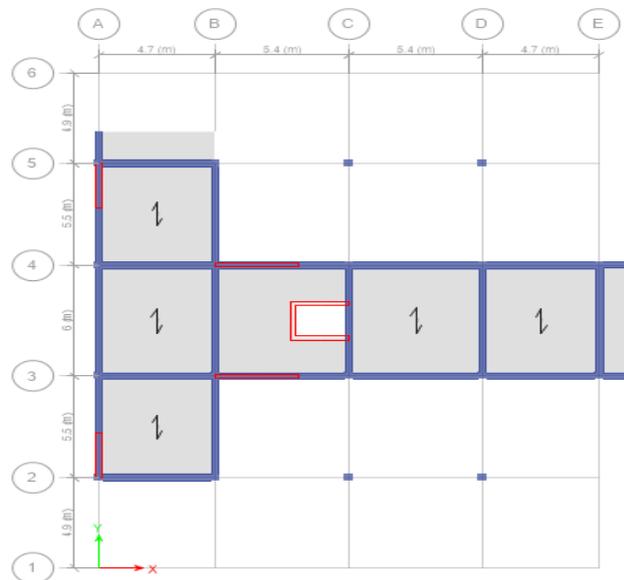


Figure V. 3: La distribution de la charge verticale de la terrasse inaccessible

**Portique de rive :  $L=(5.5/2+1.3)=4.05m$**

**Portique intermédiaire :  $L=3m$**

Le sens	Portique	Axe	$W_i$ (KN/m)	$G_t$ (KN/m)	$Q$ (KN/m)
Sens transversal	Portique de rive	5	Plancher : $5.85 \times 2.75 + 1.3 \times 3.61 =$ 20.78	29.875	$1 \times 2.45 = 2.45$
			Acrotère : $25 \times 0.189 =$ 4.725		
			Poutre principale : $0.35 \times 0.5 \times 25 = 4.37$		
	Portique intermédiaire	4	Plancher : $5.85 \times 3 =$ 17.55	21.92	$1 \times 3 = 3$
Poutre principale : $0.35 \times 0.5 = 4.375$					

**Tableau V. 5:**La distribution de la charge verticale de la terrasse inaccessible en fonction des surfaces.

**Portique de rive :  $L=(4.7/2)=2.35m$**

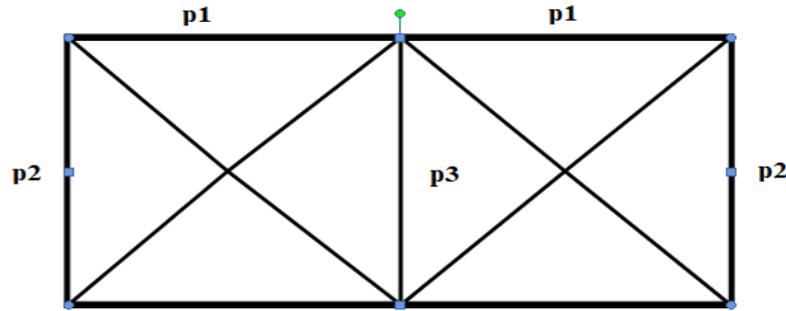
**Portique intermédiaire :  $L=5.05m$**

Le sens	Portique	Axe	$W_i$ (KN/m)	$G_t$ (KN/m)	$Q$ (KN/m)
Sens longitudinal	Portique de rive	A	Plancher : $5.85 \times 2.35 =$ 13.74	21.468	$1 \times 2.35 = 2.35$
			Acrotère : $25 \times 0.189 =$ 4.725		
			Poutre secondaire : $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3$		
	Portique intermédiaire	D	Plancher : $5.85 \times 5.05 = 29.54$	33.91	$1 \times 5.05 = 5.05$
Poutre principale : $0.35 \times 0.5 = 4.37$					

**Tableau V. 6:**La distribution de la charge verticale de la terrasse inaccessible en fonction des surfaces.

**Dalle plein de la terrasse inaccessible :**

Dans le cas des structures à portique transversaux et longitudinaux, les planchers seront découpés de la manière la plus logique (droite à 45° et parallèles aux grande cotés).



**Figure V. 4:**La distribution de la charge verticale de la terrasse inaccessible

**Portique de rive : Surface de la charge =  $(5.4 \times 2.75) / 2 = 7.425 \text{m}^2$**

Le sens	Portique	$W_i$ (KN/m)	$G_t$ (KN/m)	Q (KN/m)
Sens transversal	Portique de rive p1	Plancher : $3.85 \times 7.425 = 28.586$	32.95	$1 \times 7.425 = 7.425$
		Poutre principale : $0.35 \times 0.5 \times 25 = 4.37$		

**Tableau V. 7:**La distribution de la charge verticale de la terrasse inaccessible en fonction des surfaces.

**Portique intermédiaire : surface  $S = 5.5 \times 2.75 = 15.125$**

Le sens	Portique	$W_i$ (KN/m)	$G_t$ (KN/m)	Q (KN/m)
Sens longitudinal	Portique intermédiaire p3	Plancher : $3.85 \times 15.125 = 58.23$	61.23xx	$1.5 \times 2.35 = 3.525$
		Poutre secondaire : $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3$		

**Tableau V. 8:**La distribution de la charge verticale de la terrasse inaccessible en fonction des surfaces.

## V.4 Charges horizontales :

### V.4.1 Charge de vent:

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 2013**. [2]. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et les principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et éléments de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Site d'implantation de la structure et de son environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

#### V.4.1.1 Données relatives au site:

Catégorie du terrain III	(Tableau 2.4. RNV2013) [2]
Site plat : CT=1	(Tableau 2.5. RNV2013) [2]
Zone du vent III	(ANNEXE.1. RNV2013) [2]
$q_{réf} = 50 \text{ daN/m}^2$	(Tableau 2.2. RNV2013) [2]
Facteur de terrain : KT= 0,215	
Paramètre de rugosité $Z_0 = 0.3 \text{ m}$	(Tableau 2.4. RNV2013) [2]
Hauteur minimale $Z_{min}=5\text{m}$	
$\varepsilon$ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient Cd	
$\varepsilon = 0,61$	
$V_{réf} = 29 \text{ m/s}$ : est la vitesse de référence du vent	(ANNEXE 1. RNV2013) [2]

#### V.4.1.2 Calcul:

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les trois directions.

Du vent, parallèles et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

- La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction **V2** du vent : parallèle à la façade principale.

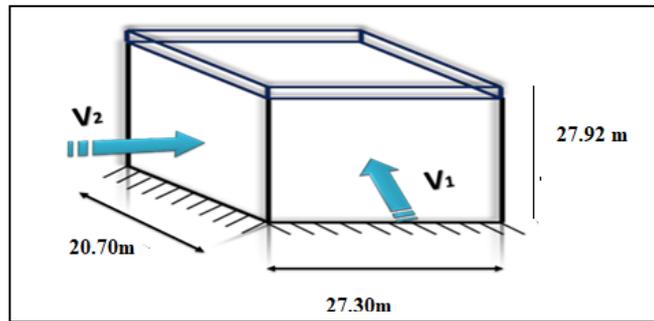


Figure V. 5: Action du vent.

**V.4.1.3 Hauteur de référence  $z_e$  (cf chapitre 2 § 2.3.2):**

La hauteur de référence est :

- Pour les murs au vent: On définit deux bandes (voir figure 1) :

bande 1:  $z_e = b = 20.70m$ .

bande 2 :  $z_e = 2b = 41.4m$ .

- Pour les murs sous le vent et parallèle au vent:  $z_e = h = 27.92 m$  (hauteur totale du mur)

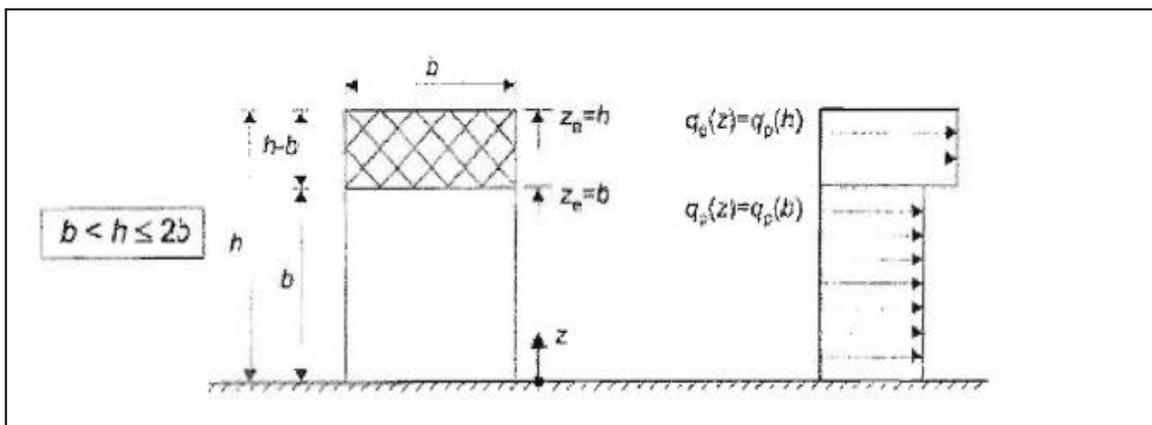


Figure V. 6: Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.

**V.4.1.4 Pression dynamique de pointe:**

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$  à la hauteur de référence  $z_e$  est donnée par

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times c_e(z_e) \text{ [N/m]}$$

c-  $q_{ref} = 50 \text{ daN/m}^2$

d-  $c_e$  : coefficient d'exposition au vent.

**V.4.1.5 Détermination du coefficient d'exposition  $c_e(z_e)$ :**

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$c_e(z_e) = c_t^2(z) \times c_r^2(z) [1 + 7.I_v(z)]$$

$c_r$ : coefficient de rugosité	(Cf. § 2.4.4. RNV2013) [2]
$c_t$ : coefficient de topographie	(Cf. §2.4.5. RNV2013) [2]
$I_v(z)$ : Intensité de la turbulence	(Cf. §2.4.6. RNV2013) [2]
$Z$ (en m) : hauteur considéré	
$c_t = 1$ pour $\emptyset < 0.05$ (site plat)	(§2.4.5. RNV2013) [2]

$$c_r(z) = Kt \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \dots \text{pour } Z_{\min} < Z < 200m$$

$$I_v = \frac{1}{Ct \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \dots \text{pour } Z > Z_{\min}$$

**V.4.1.6 Suivant la direction V2:**

**a- coefficient de rugosité :**

$$Z_{\min} < Z < 200m \quad \Longrightarrow \quad 5m < 20.70 m < 200m$$

$$c_r(z) = 0.215 \times \ln\left(\frac{20.70}{0.3}\right) = 0.910$$

$$Z_{\min} < Z < 200m \quad \Longrightarrow \quad 5m < 27.92m < 200m$$

$$c_r(z) = 0.215 \times \ln\left(\frac{27.92}{0.3}\right) = 0.974$$

**b- Intensité de la turbulence :**

$$Z > Z_{\min} \quad \Longrightarrow \quad 20.70m > 5m$$

$$I_v = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{20.70}{0.3}\right)} = 0.23$$

$$Z > Z_{\min} \quad \Longrightarrow \quad 27.92m > 5m$$

$$I_v = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{27.92}{0.3}\right)} = 0.22$$

**c- coefficient d'exposition :**

$$ce(ze) = c_t^2(z) \times c_r^2(z) [1 + 7.I_v(z)]$$

– Pour  $Z_e=20.70$

$$ce(20.70) = 1^2 \times 0.910^2 \times [1 + 7 \times 0.23] = 2.16$$

– Pour  $Z_e=27.92$

$$ce(27.92) = 1^2 \times 0.974^2 \times [1 + 7 \times 0.22] = 2.409$$

**d- Pression dynamique de pointe**

– Pour  $Z_e=20.70$

$$qp(ze) = 50 \times 2.16 = 108 \text{ daN/m}^2$$

– Pour  $Z_e=27.92$

$$qp(ze) = 50 \times 2.40 = 120 \text{ daN/m}^2$$

Niveau	Z(eq)	Cr	Ct	Iv	ce	qp daN/m <sup>2</sup>
RDC	20.70	0.910	1	0.23	2.16	108
1 <sup>er</sup> niveau		0.910	1	0.23	2.16	108
2 <sup>eme</sup> niveau		0.910	1	0.23	2.16	108
3 <sup>eme</sup> niveau		0.910	1	0.23	2.16	108
4 <sup>eme</sup> niveau		0.910	1	0.23	2.16	108
5 <sup>eme</sup> niveau		0.910	1	0.23	2.16	108
6 <sup>eme</sup> niveau	27.92	0.974	1	0.22	2.40	120
7 <sup>eme</sup> niveau		0.974	1	0.22	2.40	120

Tableau V. 9: Valeurs des pressions dynamiques.

V.4.1.7 Calcul de la pression due au vent:

a- Détermination de la pression aérodynamique :

La pression dynamique W(Zj) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$w(Zj) = qp(Ze) \times [Cpe - Cpi] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{\$2.5.2. RNV2013) [2]}$$

b- Détermination de coefficient de pression:

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$Cpe = Cpe.1 \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$Cpe = Cpe.1 + (Cpe.10 - Cpe.1) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

(§5.1.RNV2013) [2]

$$Cpe = Cpe.10 \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$

V.4.1.8 Direction du vent V1 :

- b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; b = 27.30 m.
- d : La dimension parallèle à la direction du vent V1 ; d=20.70m.
- e = min [b ; 2h] = min [20.70 ; 55.84] e = 27.30 m

d < e La paroi est divisée en 2 zones de pression A', B', C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :

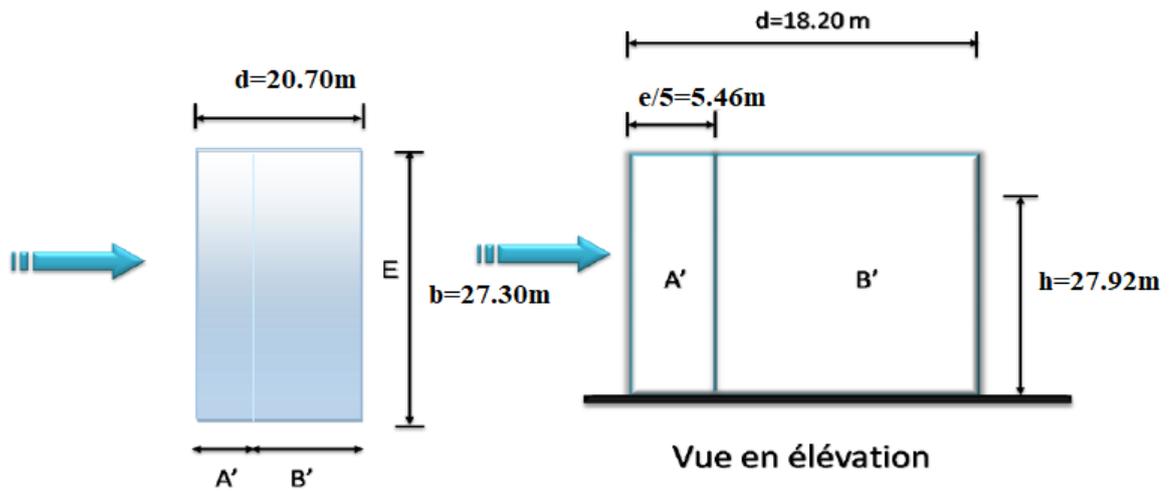


Figure V. 7:Légende pour les parois verticales

-la surface de la paroi considérée  $S= 27.30 \times 27.92 = 762.21\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2$ . Selon la formule (§5.1.

RNV2013) [2] donc  $C_{pe} = C_{pe.10}$

D'après le tableau (5.1.RNV2013) [2] on a :

.A'	B'	D	E
<b>C<sub>pe.10</sub></b>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>
<b>-1,0</b>	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau V. 10:C<sub>pe</sub> pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

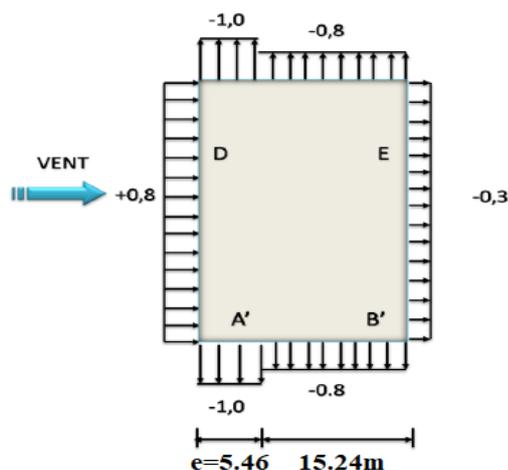


Figure V. 8: Valeurs de C<sub>pe</sub> pour les parois verticales.

a- Terrasse :

- La hauteur de l'acrotère  $h_p = 1$  m
- Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $5^\circ$ .

Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) [2] les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

$e = \text{Min} [b ; 2h] = 27.30$  m

b : Dimension du côté perpendiculaire au vent.

$d = 20.70$  m

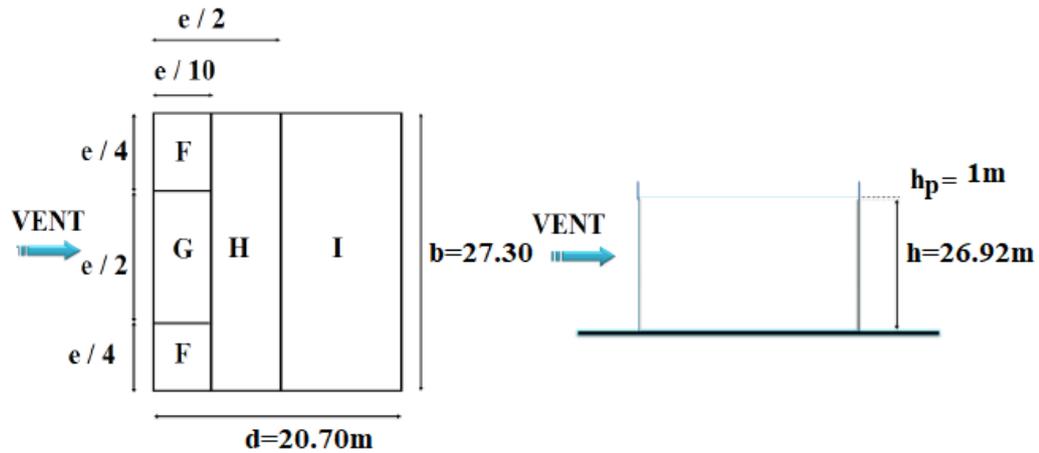


Figure V. 9:Légende pour les toitures plates.

Selon le tableau (5.2. RNV2013) [2] on a :

Dans notre cas  $h_p/h = 1/26.92 = 0.037$

Par interpolation linéaire entre les valeurs  $h_p/h=0,025$  et  $h_p/h = 0,05$  on trouve :

F	G	H	I
Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10
<b>-0.8</b>	<b>-1</b>	<b>0.06</b>	<b>0.9</b>

Tableau V. 11:Cpe pour les toitures plates d'un bâtiment à base rectangulaire

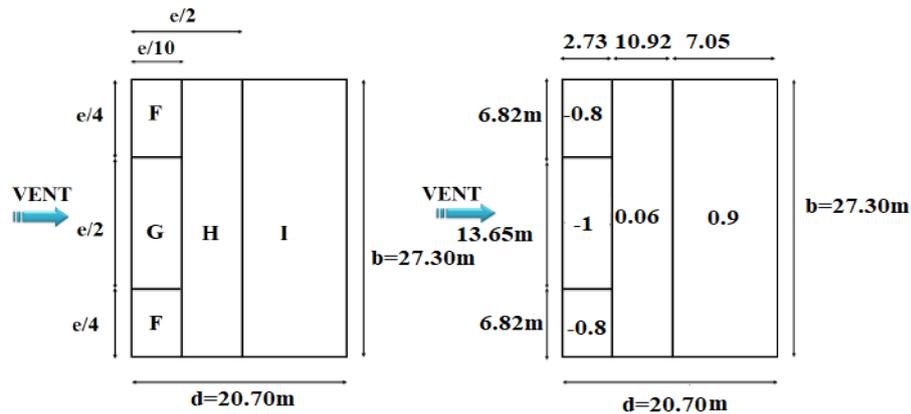


Figure V. 10: Valeurs de Cpe pour les toitures plates

**a- Coefficient de pression intérieure Cpi**

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) [2] on doit utiliser les deux valeurs du Cpi :

Cpi1= - 0,5 et Cpi2=0,8

**RDC+3.06m :**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi <sub>1</sub>	CPi <sub>2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	108	-0.1	-0.5	0.8	64.8	-97.2
B'	108	-0.8	-0.5	0.8	-32.4	-172.8
D	108	+0.8	-0.5	0.8	140.4	0
E	108	+0.3	-0.5	0.8	86.4	-54

Tableau V. 12: Valeurs des pressions W(zj) sur le RDC (V1).

**(R+1) +3.06 m :**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi <sub>1</sub>	CPi <sub>2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	108	-0.1	-0.5	0.8	64.8	-97.2
B'	108	-0.8	-0.5	0.8	-32.4	-172.8
D	108	+0.8	-0.5	0.8	140.4	0
E	108	+0.3	-0.5	0.8	86.4	-54

Tableau V. 13: Valeurs des pressions W(zj) sur le 1er étage (V1).

**(R+2) +3.06 m :**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi <sub>1</sub>	CPi <sub>2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	108	-0.1	-0.5	0.8	64.8	-97.2
B'	108	-0.8	-0.5	0.8	-32.4	-172.8
D	108	+0.8	-0.5	0.8	140.4	0
E	108	+0.3	-0.5	0.8	86.4	-54

**Tableau V. 14:** Valeurs des pressions W(zj) sur le 2eme étage (V1).

**(R+3) +3.06 m:**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi <sub>1</sub>	CPi <sub>2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	108	-0.1	-0.5	0.8	64.8	-97.2
B'	108	-0.8	-0.5	0.8	-32.4	-172.8
D	108	+0.8	-0.5	0.8	140.4	0
E	108	+0.3	-0.5	0.8	86.4	-54

**Tableau V. 15:** Valeurs des pressions W(zj) sur le 3eme étage (V1).

**(R+4) +3.06 m:**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi <sub>1</sub>	CPi <sub>2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	108	-0.1	-0.5	0.8	64.8	-97.2
B'	108	-0.8	-0.5	0.8	-32.4	-172.8
D	108	+0.8	-0.5	0.8	140.4	0
E	108	+0.3	-0.5	0.8	86.4	-54

**Tableau V. 16:** Valeurs des pressions W(zj) sur le 4eme étage (V1).

**(R+5) +3.06 m:**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi <sub>1</sub>	CPi <sub>2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	108	-0.1	-0.5	0.8	64.8	-97.2
B'	108	-0.8	-0.5	0.8	-32.4	-172.8
D	108	+0.8	-0.5	0.8	140.4	0
E	108	+0.3	-0.5	0.8	86.4	-54

**Tableau V. 17:** Valeurs des pressions W(zj) sur le 5eme étage (V1).

**(R+6) +3.06 m:**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi <sub>1</sub>	CPi <sub>2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	120	-0.1	-0.5	0.8	48	-108
B'	120	-0.8	-0.5	0.8	-36	-192
D	120	+0.8	-0.5	0.8	156	0
E	120	+0.3	-0.5	0.8	96	-60

**Tableau V. 18:** Valeurs des pressions W(zj) sur le 6eme étage (V1).

**(R+7) +3.06 m:**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi <sub>1</sub>	CPi <sub>2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	120	-0.1	-0.5	0.8	48	-108
B'	120	-0.8	-0.5	0.8	-36	-192
D	120	+0.8	-0.5	0.8	156	0
E	120	+0.3	-0.5	0.8	96	-60

**Tableau V. 19:** Valeurs des pressions W(zj) sur le 7eme étage (V1).

**Terrasse :**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi <sub>1</sub>	CPi <sub>2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
F	120	-0.8	-0.5	0.8	-36	-192
G	120	-1	-0.5	0.8	-60	-216
H	120	0.06	-0.5	0.8	67.2	-88.8
I	120	0.9	-0.5	0.8	168	12

**Tableau V. 20:** Valeurs des pressions W(zj) sur terrasse(V1)

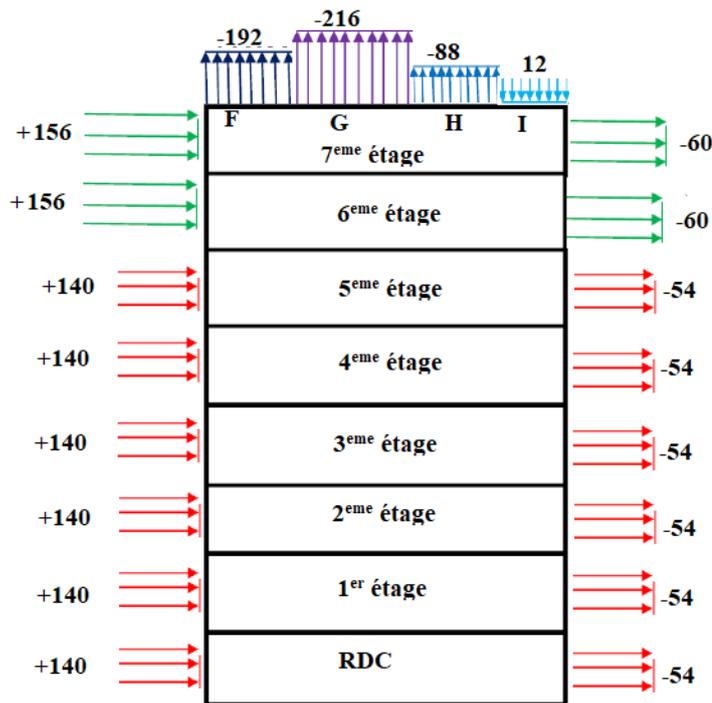


Figure V. 11: Valeurs des pressions  $W(z_j)$  sur la construction en direction V1.

**V.4.1.9 Direction V2 du vent:**

On va suivre les mêmes étapes que pour la direction V1.

**V.4.1.10 Coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

**V.4.1.10.1 Parois verticales:**

$b = 20.70\text{ m}$   $d = 27.30\text{ m}$   $e = 20.70\text{ m}$

$d > e \Rightarrow$  La paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la Figure suivante.

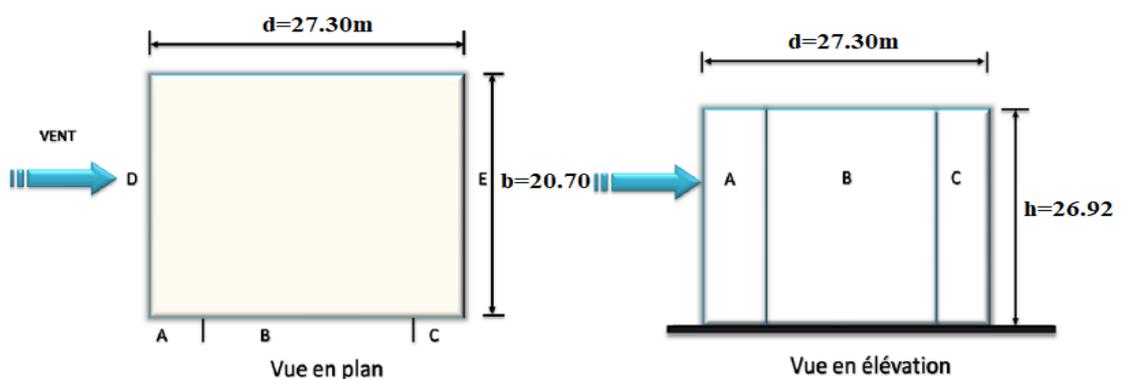


Figure V. 12: Légende pour les parois verticales.

La surface de la paroi considérée  $S = 26.92 \times 27.92 = 751.60 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$ . Selon la formule (5.1. RNV2013) [2] donc :  $C_{pe} = C_{pe.10}$   
 -D'après le tableau (5.1. RNV2013) [2] on a :

A	B	C	D	E
C <sub>pe.10</sub>				
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau V. 21: C<sub>pe</sub> pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire.

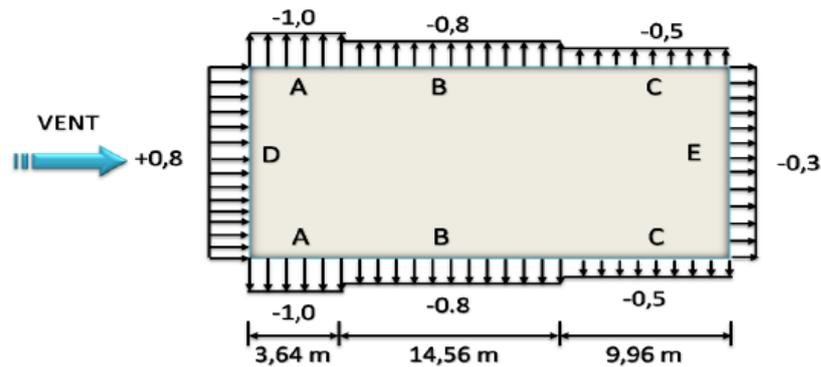


Figure V. 13: Valeurs de C<sub>pe</sub> pour les parois verticales.

La terrasse :

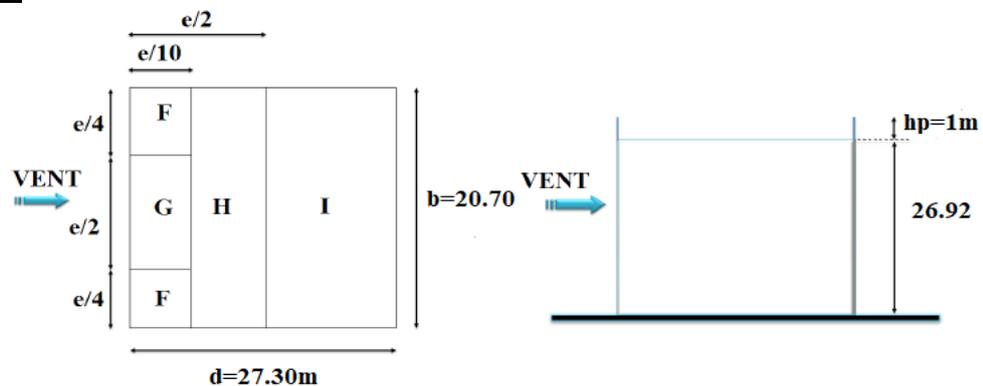


Figure V. 14: Légende pour les toitures plates.

Selon le tableau (5.2. RNV2013) [2] on a :

Dans notre cas  $h_p/h = 1/26.92 = 0,037$ .

Par interpolation linéaire entre les valeurs  $h_p/h = 0,025$  et  $h_p/h = 0,05$  on trouve :

F	G	H	I
C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>
-0.8	-1	0.06	0.9

Tableau V. 22: C<sub>pe</sub> pour les toitures plates des bâtiments à base rectangulaire.

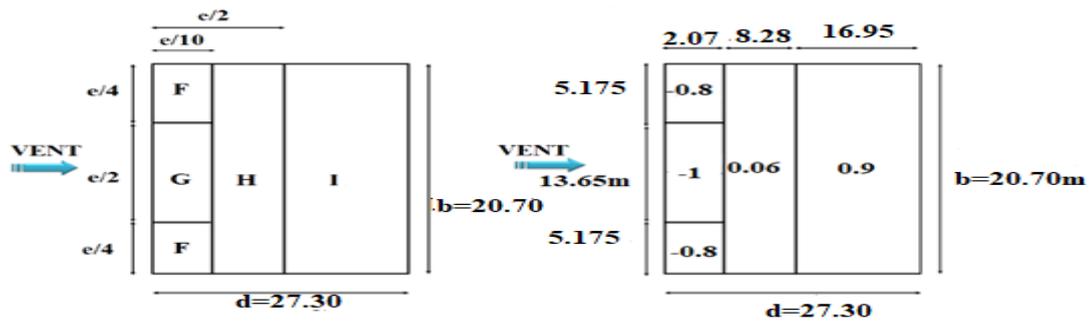


Figure V. 15:Légende pour les toitures plates.

**V.4.1.11 Coefficient de pression interne Cpi :**

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) [2] on doit utiliser les deux valeurs du Cpi :

$$\mu_p = \frac{\text{des surfaces des ouvertures ou } Cpe < 0}{\text{surfaces de toutes ouvertures}}$$

Les surfaces des ouvertures  $S=1.20 \times 1.20 \times 16 + 2 \times 2 \times 12 = 71.04 \text{m}^2$

Les surfaces de toutes ouvertures sont même  $S=71.04 \text{m}^2$

$$\mu_p = \frac{71.04}{71.04} = 1$$

Pour  $\mu=1$  et  $h/d=1.30 > 1$   $Cpi1 = -0.5$  et  $Cpi2 = 0.8$

**RDC+3.06m :**

Zone	qp(daN/m2)	Cpe	Cpi1	CPi2	W(zj)1 (daN/m2)	W(zj)2 (daN/m2)
A'	108	-0.1	-0.5	0.8	64.8	-97.2
B'	108	-0.8	-0.5	0.8	-32.4	-172.8
C	108	-0.5	-0.5	0.8	0	-140.4
D	108	+0.8	-0.5	0.8	140.4	0
E	108	-0.3	-0.5	0.8	86.4	-54

Tableau V. 23: Valeurs des pressions W(zj) sur le RDC (V2)

**(R+1) +3.06 m :**

Zone	qp(daN/m2)	Cpe	Cpi1	CPi2	W(zj)1 (daN/m2)	W(zj)2 (daN/m2)
A'	108	-0.1	-0.5	0.8	64.8	-97.2
B'	108	-0.8	-0.5	0.8	-32.4	-172.8
C	108	-0.5	-0.5	0.8	0	-140.4
D	108	+0.8	-0.5	0.8	140.4	0
E	108	-0.3	-0.5	0.8	86.4	-54

Tableau V. 24: Valeurs des pressions W(zj) sur le 1er étage (V2).

**(R+2) +3.06 m :**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	108	-0.1	-0.5	0.8	64.8	-97.2
B'	108	-0.8	-0.5	0.8	-32.4	-172.8
C	108	-0.5	-0.5	0.8	0	-140.4
D	108	+0.8	-0.5	0.8	140.4	0
E	108	-0.3	-0.5	0.8	86.4	-54

**Tableau V. 25:** Valeurs des pressions W(zj) sur le 2eme étage (V2).

**(R+3) +3.06 m :**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	108	-0.1	-0.5	0.8	64.8	-97.2
B'	108	-0.8	-0.5	0.8	-32.4	-172.8
C	108	-0.5	-0.5	0.8	0	-140.4
D	108	+0.8	-0.5	0.8	140.4	0
E	108	-0.3	-0.5	0.8	86.4	-54

**Tableau V. 26:** Valeurs des pressions W(zj) sur le 3eme étage (V2).

**(R+4) +3.06 m:**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	108	-0.1	-0.5	0.8	64.8	-97.2
B'	108	-0.8	-0.5	0.8	-32.4	-172.8
C	108	-0.5	-0.5	0.8	0	-140.4
D	108	+0.8	-0.5	0.8	140.4	0
E	108	-0.3	-0.5	0.8	86.4	-54

**Tableau V. 27:** Valeurs des pressions W(zj) sur le 4eme étage (V2).

**(R+5) +3.06 m :**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	108	-0.1	-0.5	0.8	64.8	-97.2
B'	108	-0.8	-0.5	0.8	-32.4	-172.8
C	108	-0.5	-0.5	0.8	0	-140.4
D	108	+0.8	-0.5	0.8	140.4	0
E	108	-0.3	-0.5	0.8	86.4	-54

**Tableau V. 28:** Valeurs des pressions W(zj) sur le 5eme étage (V2).

**(R+6) +3.06 m:**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	120	-0.1	-0.5	0.8	48	-108
B'	120	-0.8	-0.5	0.8	-36	-192
C	120	-0.5	-0.5	0.8	0	-156
D	120	+0.8	-0.5	0.8	156	0
E	120	+0.3	-0.5	0.8	96	-60

**Tableau V. 29:** Valeurs des pressions W(zj) sur le 6eme étage (V2).

**(R+7) +3.06 m:**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
A'	120	-0.1	-0.5	0.8	48	-108
B'	120	-0.8	-0.5	0.8	-36	-192
C	120	-0.5	-0.5	0.8	0	-156
D	120	+0.8	-0.5	0.8	156	0
E	120	+0.3	-0.5	0.8	96	-60

**Tableau V. 30:** Valeurs des pressions W(zj) sur le 7eme étage (V2).

**Terrasse :**

Zone	qp(daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	W(zj)1 (daN/m <sup>2</sup> )	W(zj)2 (daN/m <sup>2</sup> )
F	120	-0.8	-0.5	0.8	-36	-192
G	120	-1	-0.5	0.8	-60	-216
H	120	0.06	-0.5	0.8	67.2	-88.8
I	120	0.9	-0.5	0.8	168	12

**Tableau V. 31:** Valeurs des pressions W(zj) sur terrasse(V2).

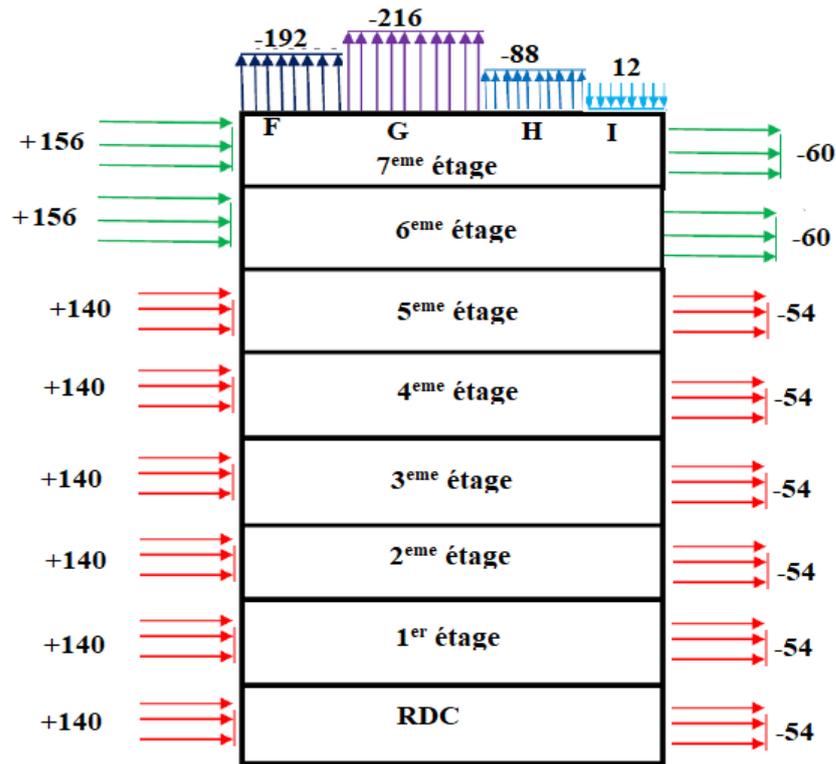


Figure V. 16: Valeurs des pressions W(zj) sur la construction en direction V2.

V.4.1.12 Action d'ensemble:

a- Calcul des Fw à l'aide des coefficients de forces:

La force exercée par le vent Fw agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \text{ [N]} \text{ (§2.6.1. RNV2013) [2]}$$

Cd : Coefficient dynamique

Cf : Coefficient de force

Aref : Surface élémentaire

1- Calcul du coefficient dynamique Cd

Direction V1 :

b = 27.30 m et h = 27.92 m

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

- Zeq : Hauteur équivalente de la construction
- Zeq = 0,6 × h ≥ Zmin ..... (figure 3.1 §3.3. RNV2013) [2]  
h=17.92
- Zeq = 0.6 × 27.92= 16.752 m ≥ Zmin= 5m
- Iv(Zeq) : Intensité de la turbulence pour z= zeq

$$I_v(Z_{eq}) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right)} \dots\dots\dots \text{pour } Z > Z_{min} \quad (\S 2.4.6. RNV2013) [2]$$

$$I_v(z_{eq}) = 0.248$$

• Q2 : Partie quasi statique

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{L_f(Z_{eq})}\right)^{0.63}} \quad (\S 3.3.1. RNV2013) [2]$$

$$L_f(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^\epsilon \text{ .Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m } (\S 3.3.1. RNV2013) [2]$$

$$L_f(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{Z_{eq}}{200}\right)^\epsilon$$

$$L_f(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{16.752}{200}\right)^{0.67} = 56.95 \text{ m}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{27.30 + 27.92}{56.95}\right)^{0.63}} = 0.533$$

• R2: Partie résonnante

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad (\S 3.3.2 RNV2013) [2]$$

$\delta$  : Décrément logarithmique d'amortissement structural

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0,10 \text{ (Tableau 3.1 RNV2013) [2]}$$

$$\delta_a = 0 \text{ (\S 3.3.2. RNV2013) [2]}$$

$$\delta = 0,10 + 0 = 0,10$$

$n_{lx}$  : Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction x

$R_N$ : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance

$$R_n = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{\frac{5}{8}}} \quad (\S 3.3.2. RNV2013) \quad [2]$$

$N_x$  : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent donnée par :

$$N_x = \frac{n_{lx} \times L_f(z_{eq})}{V_m(Z_{eq})} \quad (\S 3.3.2. RNV2013) [2]$$

- $V_m(z) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{ref}$   
(ANNEXE 2. RNV2013) [2]

$$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{ref}$$

$$C_r(z_{eq}) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{min} < Z < 200m$$

$$C_r(z_{eq}) = 0.215 \times \ln\left(\frac{16.752}{0.3}\right) = 0.864$$

$$C_t = 1$$

$$V_{ref} = 29m/s$$

$$V_m(z_{eq}) = 0.864 \times 1 \times 29 = 25.08m/s$$

- **Calcul de la fréquence propre du mode fondamentale dans la direction V1 :**

$$n_{lx} = \frac{0.5}{\sqrt{f}} [HZ]$$

f : est la flèche de la structure due au poids propre appliqué dans la direction de vibration

$$f = \frac{h}{100} = \frac{27.92}{100} = 0.2792m$$

$$n_{lx} = \frac{0.5}{\sqrt{0.2792}} = 0.946 [HZ]$$

$$N_x = \frac{0.946 \times 56.95}{25.08} = 2.148$$

$$R_n = \frac{6.8 \times 2.148}{(1 + 10.2 \times 2.148)^{\frac{5}{3}}} = 0.079$$

2-  $R_h$  et  $R_b$  en Fonctions d'admittance aérodynamique :

$$R_h = \frac{1}{(\eta h)} - \frac{1}{(2 \times \eta h^2)} \times (1 - e^{-2 \times \eta h}) \quad \text{Pour } \eta h > 0$$

$$R_b = \frac{1}{(\eta b)} - \frac{1}{(2 \times \eta b^2)} \times (1 - e^{-2 \times \eta b}) \quad \text{Pour } \eta b > 0$$

Avec:

$$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{li(z_{eq})}$$

$$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{li(z_{eq})}$$

$$\eta_h = \frac{4.6 \times 2.148 \times 27.92}{56.95} = 4.844$$

$$\eta_b = \frac{4.6 \times 2.148 \times 27.30}{56.95} = 4.736$$

$$R_h = \frac{1}{(4.844)} - \frac{1}{(2 \times 4.844^2)} \times (1 - e^{-2 \times 4.844}) = 0.185$$

$$R_b = \frac{1}{(4.736)} - \frac{1}{(2 \times 4.736^2)} \times (1 - e^{-2 \times 4.736}) = 0.2024$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \times R_N \times R_h \times R_b = \frac{3.14^2}{2 \times 0.10} \times 0.079 \times 0.185 \times 0.2024 = 0.1458$$

- Calcul de facteur de pointe « g » :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} > 3 \quad (\text{\S}3.3.3. RNV2013) [2]$$

Calcul de la fréquence moyenne :

$$v = n_{ix} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} > 0.08 [Hz] \quad V=0.437 \text{ Hz} > 0.08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.437)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.437)}} = 3.756 > 3$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3.756 \times 0.248 \times \sqrt{0.533^2 + 0.145^2}}{1 + 7 \times 0.248} = 0.741$$

## 2- Direction V2

1- Calcul de coefficient dynamique Cd

b= 20.70 m et h = 27.92 m

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times Iv(Zeq) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times Iv(Zeq)}$$

$$Z_{eq} = 0.6 \times 27.92 = 16.752m$$

- Intensité de la turbulence pour  $z = z_{eq}$   
 $I_v(z_{eq}) = 0.248$
- Q2 : Partie quasi statique

$$L_f(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{16.752}{200}\right)^{0.67} = 56.95m$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{20.70 + 27.92}{56.95}\right)^{0.63}} = 0.551$$

- Partie résonnante  $R^2$ :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad (\text{\S}3.3.2. RNV2013) [2]$$

$\delta$  : Décrément logarithmique d'amortissement structural

$$\delta = 0,10 + 0 = 0,10$$

- Calcul de la fréquence propre de mode fondamentale dans la direction Y :

$$n_{ux} = \frac{0.5}{\sqrt{0.2792}} = 0.946 [HZ]$$

$$N_x = \frac{0.946 \times 56.95}{25.08} = 2.148$$

$$R_h = \frac{6.8 \times 2.148}{(1 + 10.2 \times 2.148)^{\frac{5}{3}}} = 0.079$$

Fonctions d'admittance aérodynamique  $R_h$  et  $R_b$

Avec :

$$\eta_h = \frac{4.6 \times 2.148 \times 27.92}{56.95} = 4.844$$

$$\eta_b = \frac{4.6 \times 2.148 \times 20.70}{56.95} = 3.591$$

$$R_h = \frac{1}{(4.844)} - \frac{1}{(2 \times 4.844^2)} \times (1 - e^{-2 \times 4.844}) = 0.185$$

$$R_b = \frac{1}{(3.591)} - \frac{1}{(2 \times 3.591^2)} \times (1 - e^{-2 \times 3.591}) = 0.239$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \times R_N \times R_h \times R_b = \frac{3.14^2}{0.2} \times 0.079 \times 0.185 \times 0.239 = 0.172$$

- Calcul de facteur de pointe « g » :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} > 3$$

Calcul de la fréquence moyenne

$$v = n_{lx} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} > 0.08 [Hz]$$

$$V = 0.437 \text{ Hz} > 0.08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.437)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.437)}} = 3.756 > 3$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3.756 \times 0.248 \times \sqrt{0.551^2 + 0.172^2}}{1 + 7 \times 0.248} = 0.758$$

	La direction du vent	Le coefficient dynamique C <sub>d</sub>
H=27.92m b=27.30m	V1	0.741
H=27.92m b=20.70m	V2	0.758

Tableau V. 32: Valeurs de coefficient dynamique Cd.

- Calcul du coefficient de forme

$$C_f = C_{f0} \times \psi \lambda \quad (\S 4.1. RNV2013) [2]$$

C<sub>f.0</sub> : Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

ψλ : Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) [2] en fonction de l'élancement effectif λ<sub>e</sub>

- C<sub>f.0</sub> = 2,1 (Figure 4.4 §4.2.RNV2013) [2]
- λ<sub>e</sub> = min (0.7 × l/b ; 70) (Tableau 4.1 §4.1.2RNV2013) [2]

$$\lambda_e = \max(0.7 \times \frac{20.70}{27.30}; 70) = 70$$

$\psi\lambda$  Pour  $\phi = 1$  et  $\lambda e = 70$

(§4.1.1RNV2013) [2]

$\psi\lambda = 0.93$

(Figure 4.1 §4.1.1RNV2013) [2]

$C_f = 2,1 \times 0.93 = 1.953$

**• Calcul de la surface élémentaire Aréf :**

Aréf = b × he (Rectangle)

**Direction V1**

(La face de toiture considérée rectangulaire)

Etages	H(m)	L(m)	Ca	Cf	qp(daN/m <sup>2</sup> )	Aref(m <sup>2</sup> )	Fw(daN)
RDC--- 5 <sup>émé</sup>	3.06	27.30	0.741	1.953	108	83.538	13056.5
6 <sup>émé</sup> et 7 <sup>émé</sup>	3.06	27.30	0.758	1.953	120	83.538	14840.09

**Tableau V. 33:** Valeurs de la force exercée par le vent Fw sur (V1).

**Direction V2**

Etages	H(m)	L(m)	Ca	Cf	qp(daN/m <sup>2</sup> )	Aref(m <sup>2</sup> )	Fw(daN)
RDC--- 5 <sup>émé</sup>	3.06	20.30	0.741	1.953	108	62.118	9708.71
6 <sup>émé</sup> et 7 <sup>émé</sup>	3.06	20.30	0.758	1.953	120	62.118	11034.9

**Tableau V. 34:** Valeurs de la force exercée par le vent Fw sur (V2).

**• Calcul des forces à l'aide des pressions de surface :**

La force exercée par le vent FW agissant sur une construction ou un élément de construction ou un élément de construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces Fw,e Fw,i et Ffr donnée par :

- Force extérieure  $F_{w,e} = c_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$  (§2.6.2. RNV2013) [2]
- Force intérieure  $F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{ref}$  (§2.6.2. RNV2013) [2]
- Force de frottement  $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$  (§2.6.2. RNV2013) [2].

- We : Pression extérieur exercée sur la surface élémentaire de d'hauteur ze donnée par :

$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$

- WI : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire d'hauteur ze donnée par :

$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$

- Afr : Aire de la surface extérieure parallèle au vent

- ze; zi : Hauteur de référence des pressions extérieures et intérieures

- Cfr : Coefficient de frottement (Tableau 2.8 §2.6.3RNV2013) [2]

$C_{fr} = 0,02$

Direction V1:

1- Calcul des forces de pression extérieur :

Etages	H(m)	C <sub>d</sub>	C <sub>p<sub>e</sub></sub>	q <sub>p</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	W <sub>e</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	Aref (m <sup>2</sup> )	ΣW <sub>e</sub> × Aref	F <sub>we</sub> (daN)
RDC-- -5 <sup>ème</sup>	A	0.741	-1	108	-108	152.44	-21815.3	-16165.1
	B	0.741	-0.8	108	-86.4	355.70		
	D	0.741	+0.8	108	86.4	577.94		
	E	0.741	-0.3	108	-32.4	762.21		
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	A	0.758	-1	120	-120	152.44	-24397.3	-18493.1
	B	0.758	-0.8	120	-96	355.70		
	D	0.758	+0.8	120	96	577.94		
	E	0.758	-0.3	120	-36	762.21		

Tableau V. 35: Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC.

Etages	H(m)	C <sub>d</sub>	C <sub>p<sub>e</sub></sub>	q <sub>p</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	W <sub>e</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	Aref (m <sup>2</sup> )	ΣW <sub>e</sub> × Aref	F <sub>we</sub> (daN)
Toiture	F	0.758	-0.8	120	-96	18.63	48869.3	37042.92
	G	0.758	-1	120	-120	37.26		
	H	0.758	0.06	120	7.2	298.11		
	I	0.758	0.9	120	108	490.58		

Tableau V. 36: Valeurs des forces de pression extérieures sur la toiture.

2- Calcul des forces de pression intérieure :

Etages	C <sub>p<sub>i1</sub></sub>	C <sub>p<sub>i2</sub></sub>	q <sub>p</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	W <sub>i1</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	W <sub>i2</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	Aref (m <sup>2</sup> )	ΣW <sub>i1</sub> × Aref	ΣW <sub>i2</sub> × Aref
RDC-- -5 <sup>ème</sup>	-0.5	0.8	108	-54	86.4	152.44	-99807	99807
	-0.5	0.8	108	-54	86.4	355.70		
	-0.5	0.8	108	-54	86.4	577.94		
	-0.5	0.8	108	-54	86.4	762.21		
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	-0.5	0.8	120	-60	96	152.44	-110897	110897
	-0.5	0.8	120	-60	96	355.70		
	-0.5	0.8	120	-60	96	577.94		
	-0.5	0.8	120	-60	96	762.21		
RDC-- -5 <sup>ème</sup>	<b>F<sub>wi</sub> (daN)</b>						F <sub>wi1</sub> = -73956	F <sub>wi2</sub> = 73957
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	<b>F<sub>wi</sub> (daN)</b>						F <sub>wi1</sub> = -84059	F <sub>wi2</sub> = 84059

Tableau V. 37: Valeurs des forces de pression intérieures sur les étages.

Niveau	$q_p$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$W_{i1}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$W_{i2}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$F_{wi1}$	$F_{wi2}$
Terrasse	120	-0.5	0.8	-60	-54	565.55	-25718	24431

Tableau V. 38: Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture.

**3- Calcul de des forces de frottement :**

$A_{fr} = d \times h_i$  Paroi vertical

$A_{fr} = 27.30 \times 3,06 = 83.538m^2$

$A_{fr} = b \times d$  Toiture plate ou couverture

$A_{fr} = 20.70 \times 27.30 = 565.11 m^2$

Niveau	$C_{fr}$	$q_p(ze)$	$A_{fr}$	$F_{fr}$
RDC---5 <sup>ème</sup>	0.02	108	83.538	180.44
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	0.02	120	83.538	200.49
Terrasse	0.02	120	565.11	13562.64

Tableau V. 39: Valeurs des forces de frottement dans la direction V1.

**Direction V2:**

**1- Calcul des forces de pression extérieur :**

Etages	H(m)	$C_d$	$C_{pe}$	$q_p$ daN/m <sup>2</sup>	$W_e$ daN/m <sup>2</sup>	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$\Sigma W_e \times A_{ref}$	$F_{we}$ (daN)
RDC-- -5 <sup>ème</sup>	A	0.741	-1	108	-108	115.58	-37413.3	-27723.2
	B	0.741	-0.8	108	-86.4	462.35		
	C	0.741	-0.5	108	-54	299.86		
	D	0.741	+0.8	108	86.4	577.94		
	E	0.741	-0.3	108	-32.4	577.94		
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	A	0.758	-1	120	-120	115.58	-46370	-35148
	B	0.758	-0.8	120	-96	462.35		
	C	0.758	-0.5	120	-60	299.86		
	D	0.758	+0.8	120	96	577.94		
	E	0.758	-0.3	120	-36	577.94		

Tableau V. 40: Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC.

Étages	H(m)	C <sub>d</sub>	C <sub>p<sub>e</sub></sub>	q <sub>p</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	W <sub>e</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	Aref(m <sup>2</sup> )	ΣW <sub>e</sub> ×Aref	F <sub>we</sub> (daN)
Toiture	F	0.758	-0.8	120	-96	10.71	34708.7	26309.2
	G	0.758	-1	120	-120	28.25		
	H	0.758	0.06	120	7.2	171.39		
	I	0.758	0.9	120	108	350.86		

Tableau V. 41: Valeurs des forces de pression extérieures sur la toiture.

2- Calcul des forces de pression intérieure :

Étages	C <sub>p<sub>i1</sub></sub>	C <sub>p<sub>i2</sub></sub>	q <sub>p</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	W <sub>i1</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	W <sub>i2</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	Aref(m <sup>2</sup> )	ΣW <sub>i1</sub> ×Aref	ΣW <sub>i2</sub> ×Aref
RDC- -- 5 <sup>ème</sup>	-0.5	0.8	108	-54	86.4	115.58	-109818	125775
	-0.5	0.8	108	-54	86.4	462.35		
	-0.5	0.8	108	-54	86.4	299.86		
	-0.5	0.8	108	-54	86.4	577.94		
	-0.5	0.8	108	-54	86.4	577.94		
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	-0.5	0.8	120	-60	96	115.58	-122020	195232
	-0.5	0.8	120	-60	96	462.35		
	-0.5	0.8	120	-60	96	299.86		
	-0.5	0.8	120	-60	96	577.94		
	-0.5	0.8	120	-60	96	577.94		
RDC- 5 <sup>ème</sup>	F <sub>wi</sub> (daN)						F <sub>wi1</sub> = -83242	F <sub>wi2</sub> = 95337
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	F <sub>wi</sub> (daN)						F <sub>wi1</sub> = -92491.1	F <sub>wi2</sub> = 147986

Tableau V. 42: Valeurs des forces de pression intérieures sur les étages.

Niveau	q <sub>p</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>p<sub>i1</sub></sub>	C <sub>p<sub>i2</sub></sub>	W <sub>i1</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	W <sub>i2</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	Aref(m <sup>2</sup> )	F <sub>wi1</sub>	F <sub>wi2</sub>
Terrasse	120	-0.5	0.8	-60	54	565.55	-25721	23149

Tableau V. 43: Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture.

3- Calcul des forces de frottement:

Afr = d × hi Paroi vertical

Afr = 20.30 × 3,06= 62.118m<sup>2</sup>

Afr = b × d Toiture plate ou couverture

Afr = 20.70× 27.30 = 565.11 m<sup>2</sup>

Niveau	C <sub>fr</sub>	q <sub>p</sub> (ze)	A <sub>fr</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>fr</sub> (dan)
RDC---5 <sup>ème</sup>	0.02	108	62.118	134.17
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	0.02	120	62.118	149.08
Terrasse	0.02	120	565.11	13562.64

Tableau V. 44: Valeurs des forces de frottement dans la direction V2.

#### 4- Calcul des forces de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 6 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

##### Direction V1

$$(27.30 \times 27.30) \times 2 \times 4 = 6097.728 \text{ m}^2$$

$$(20.70 \times 27.92) \times 2 = 577.944 \text{ m}^2 \leq 6097.728 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est négligeable dans la direction V1

##### Direction V2

$$(20.70 \times 27.92) \times 2 \times 4 = 4623.552 \text{ m}^2$$

$$(27.30 \times 27.92) \times 2 = 762.216 \text{ m}^2 \leq 4623.552 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est négligeable dans la direction V2.

### V.4.2 Charge sismique:

#### V.4.2.1 Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

#### V.4.2.2 Choix de la méthode de calcul:

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

##### a- Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.).

##### b- Méthode dynamique : qui regroupe :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

**V.4.3 Présentation de la méthode modale spectrale:**

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse Sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{Dyn} \geq 0,8.V_{ST}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode Dynamique doivent être majorés de  $(0.8 V_{st} / V_{Dyn})$ .

Avec :  $V_{Dyn}$  l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W_t$$

Wt : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération.
- R : Coefficient de comportement.
- Q : Facteur de qualité.
- W : poids total de la structure.
- D : Facteur d'amplification dynamique.
- Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

a- **Coefficient d'accélération :**

groupe d'usage 2  
 zone sismique IIa  
 $\Rightarrow A = 0,15$

b- **Coefficient de comportement : RPA99/2003** tableau (4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de portiques contreventé par des voiles donc : **R = 4**

c- **Facteur de qualité : RPA99/2003 (Formule 4.4)**

$$Q : \text{Facteur de qualité} : Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0,10) = 1,20$$

$$Q = 1,20$$

d- **Calcul de poids total de la structure : RPA99(Formule 4.5)**  $W_t = \sum W_i$

$$\text{Avec : } W_i = G_i + \beta P_i$$

$G_i$  : Poids du aux charges permanente structure.

$P_i$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, le coefficient  $\beta$  est donné par le tableau (4 – 5)(RPA 99/v.2003).

$\beta = 0.2$

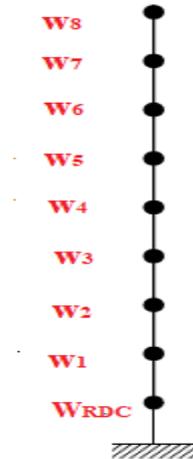


Figure V. 15:Poids des planchers (en brochette).

Niveaux	$W_i = G_i + \beta P_i$ (KN)
Terrasse	1508,843
W7	1887,083
W6	4737,31
W5	5228,088
W4	5304,195
W3	5125,995
W2	5304,195
W1	5212,048
WRDC	5020.9
	$\sum W_i = 44785,8$

Tableau: Le poids en (KN) de différents niveaux

e- Période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{d'ou : } \begin{cases} h_n = 27.67\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

Donc :  $T = 0,05 \times (27.67)^{3/4} = 0,6\text{sec} \dots\dots\dots( 1)$

$l_x = 20.70\text{m}$

$l_y = 27.30\text{m}$

$$T = \begin{cases} 0,09 \times h_N / \sqrt{I_x} = 0,09(27.67) / \sqrt{20.70} = 0,54 \text{Sec} \dots \dots \dots \text{Suivant } (x - x) \\ 0,09 \times h_N / \sqrt{I_y} = 0,09(27.67) / \sqrt{27.30} = 0,47 \text{Sec} \dots \dots \dots \text{Suivant } (y - y) \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

$$T_x = \min \{ C_T \times h_N^{3/4}; 0,09 \times h_N / \sqrt{I_x} \} = \min(0,6; 0,54) = 0,54 \text{Sec}$$

$$T_x = 0,54 \text{Sec}$$

$$T_y = \min \{ C_T \times h_N^{3/4}; 0,09 \times h_N / \sqrt{I_y} \} = \min(0,6; 0,47) = 0,47 \text{Sec}$$

$$T_y = 0,47 \text{Sec}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est

$$T_x = 1,3 \times 0,54 \text{Sec} = 0.702 \text{Sec}$$

$$T_y = 1,3 \times 0,47 \text{Sec} = 0.611 \text{Sec}$$

f- **Facteur d'amplification dynamique :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

Et :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

$$\xi = 7\% \begin{cases} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$$

-Sol meuble ⇒ Site 3

$$\text{donc : } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{sec} \\ T_2 = 0,5 \text{sec} \end{cases}$$

$$(\text{Site } S_3) \Leftrightarrow T_2 = 0,50 \text{Sec} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{sec} \Rightarrow D_x = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left( \frac{0,5}{0,702} \right)^{2/3} = 1.75$$

Donc : D<sub>x</sub> = 1.75

$$T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \Rightarrow D_y = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left( \frac{0,5}{0,611} \right)^{2/3} = 1,92$$

Donc :  $D_y = 1,92$

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

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R} . W_t = \frac{0,15 \times 1,75 \times 1,20}{4} \times 44785,8 = 3526,88\text{KN}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R} . W_t = \frac{0,15 \times 1,92 \times 1,20}{4} \times 44785,8 = 3869,49\text{KN}.$$

### VII.1 Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

### VII.2 Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

1) $1.35G + 1.5Q$	4) $G + Q - E$	
2) $0.8G + E$	5) $G + Q$	RPA (art. 5.2)
3) $0.8G - E$	6) $G + Q + E$	

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

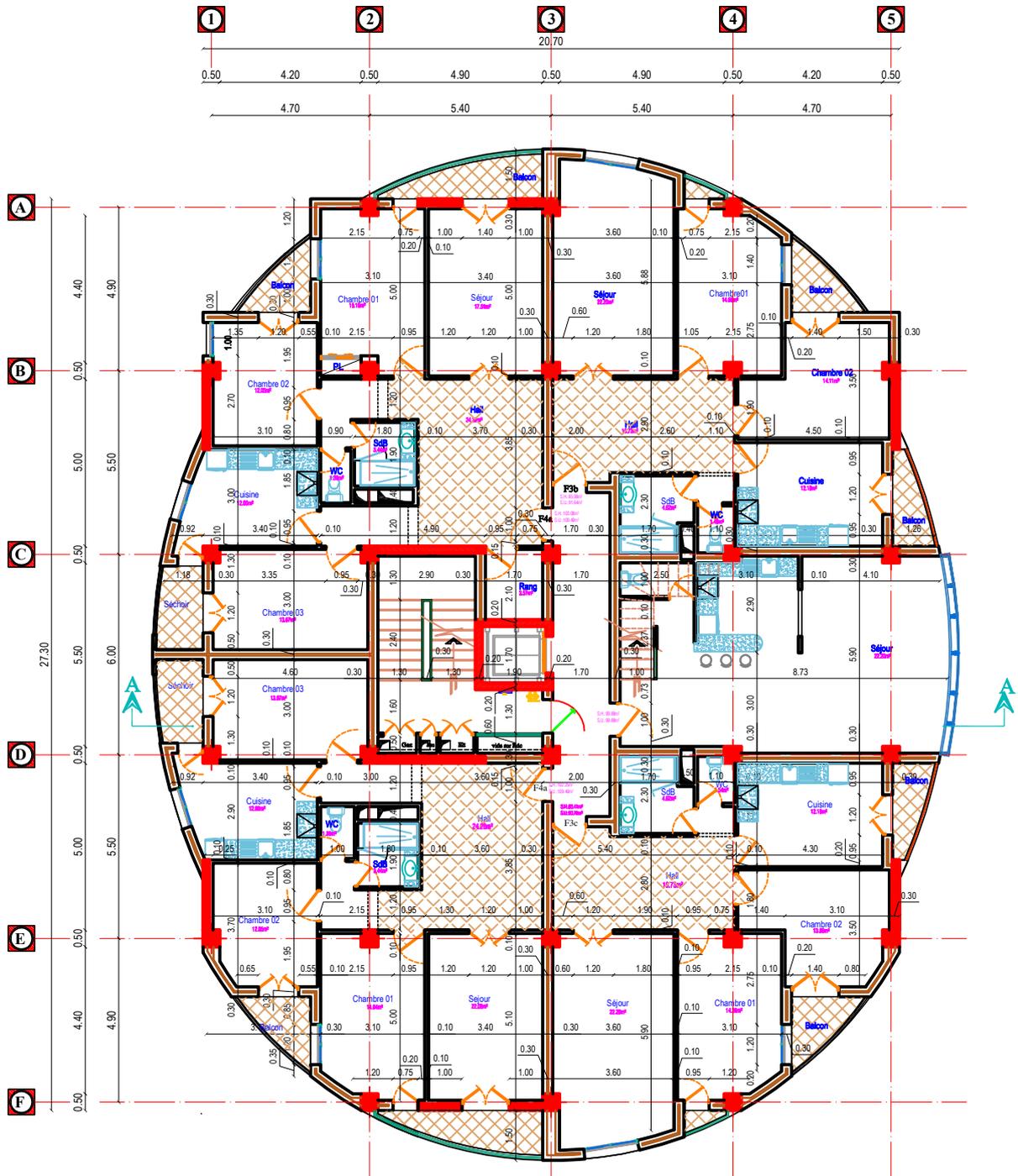
- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{max}$  → M correspondant
- Effort normal minimal et le moment correspondant  $N_{min}$  → M correspondant
- Moment maximum et l'effort normal correspondant  $M_{max}$  → N correspondant

#### VII.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003 (art 7.4.2.1) :

##### ▪ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone IIa).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.  
6% en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \varphi$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales. La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .





**Plan du 3 & 5 Etage**

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES**  
**ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho=Lx/Ly$	v=0 ELU		v=0,20 ELS		$\rho=Lx/Ly$	v=0 ELU		v=0,20 ELS	
	$\mu_x$	$M_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1094	0.250	0.1115	0.293	0.70	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.250	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.250	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.250	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.250	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.250	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.250	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.250	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.250	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.250	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.250	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.250	0.0969	0.382	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.250	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.250	0.0945	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.250	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.250	0.0921	0.420	0.85	0.0509	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.279	0.0885	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.60	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

## SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.2	0.28	0.58	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.54	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.54	3.93	5.65	7.7	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.7	3.01	4.71	6.79	9.24	12.06	20:24	29.45	48.25	75.4
7	1.37	1.98	3.55	5.5	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.3	87.96
8	1.57	2.26	4.01	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.55	7.07	10.18	13.85	18.1	28.27	44.18	72.38	113.1
10	1.96	2.83	5.01	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.55	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.01	9.42	13.57	18.47	24.13	37.7	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.55	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.1	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.78	5.32	9.55	14.92	21.49	29.25	38.2	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.94	5.65	10	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Caractéristiques générales

Équipement	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Manœuvre	collective descente sélective, à analyse permanente de trafic
Nombre de faces de service	Simple accès	Portes automatiques	à ouverture normale à trafic intense
Distance min entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappes	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction max en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	25	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	93	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	□	□	□	□	□	30000	12500	2000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435	500	260	460	220	200 x 120	141	451	92	262	111	31000	12000	2000
465	500	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	13500	2500
530		260	500	240	160 x 120	□	□	□	□	□	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
590		260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	19500	7000



Symbole attribué par le Comité National de Lutte contre le Handicap (autorisation d'emploi n° 001). Les appareils sont conçus à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en leur seul moyen.

Il n'est pas possible d'obtenir des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler hebbeil.



# **Annexes**

# **Plans de la structure**

## CONCLUSION GENERALE

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir celles déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important pour le comportement de la structure
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est important.
- D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et Pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

## *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la Gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A la femme qui ma donnée la vie, a ma chère sœur Qui ont a été à mes côtés afin de me voir Devenir ce que je suis.*

- ✓ A toute ma famille*
- ✓ A Mon mon cher cousin Salim*
- ✓ A mes amis Houcine, Omar, Walid, Samir*
- ✓ A mon binôme et sa famille*
- ✓ A toute la promotion génie civil 2018/2019*

*Mahdi*

## *Dédicace*

*Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de finir ce travail.*

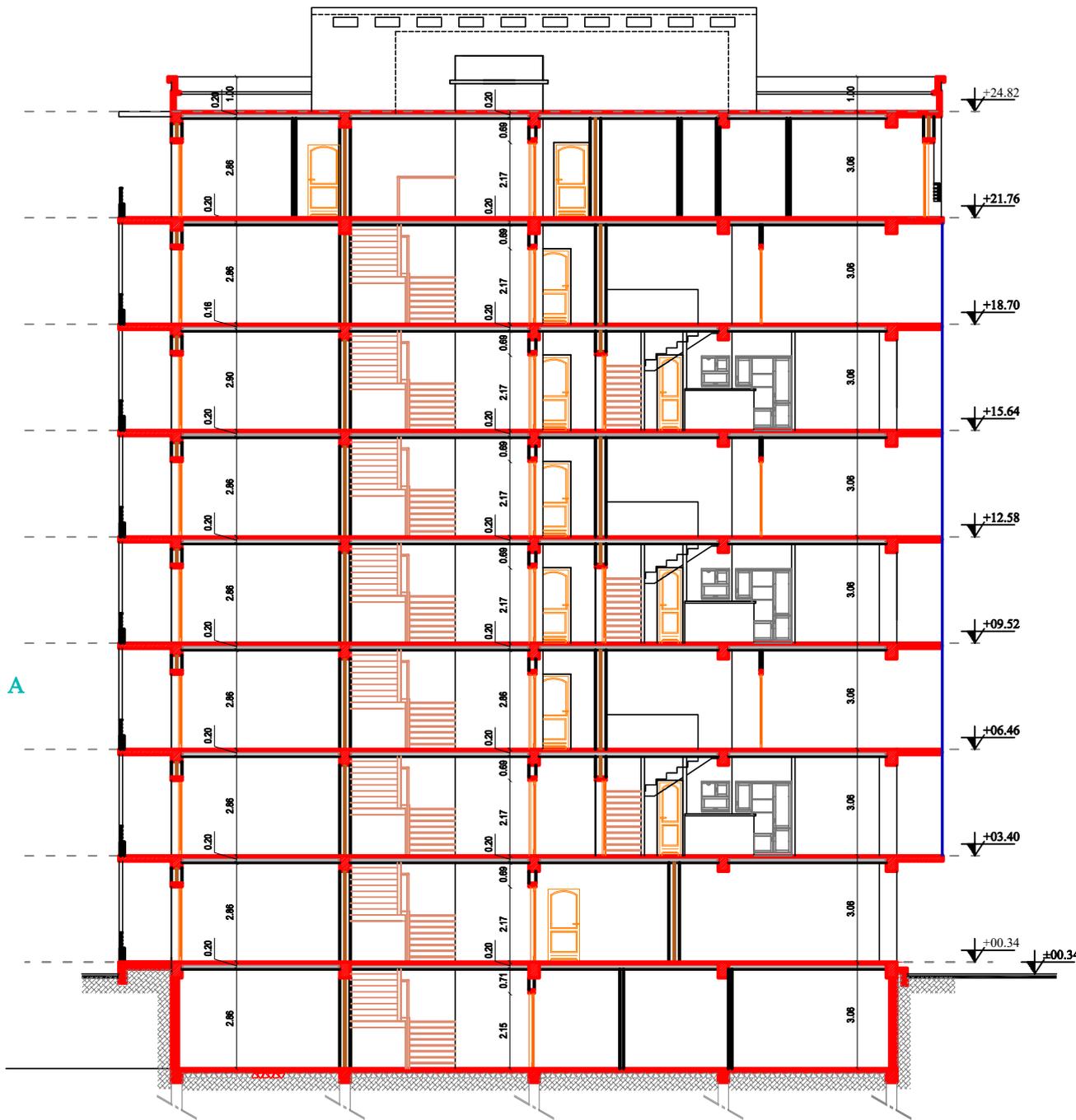
*À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à ma chère mère qui a été à mon côté durant toute ma vie.*

*Je dédie aussi ce mémoire à :*

- ❖ toute ma famille et toutes mes sœurs.*
- ❖ tous mes amis sans particularités*
- ❖ A mon binôme et sa famille*

*Tout ce qui ma encourager de proche et de loin de finir ce travail.*

*Et toute la promotion génie civil 2018/2019*



Coupe AA

**VIII.1 Etude du Voile périphérique :****VIII.1.1 Introduction :**

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**a- Dimensionnement des voiles :**

- La hauteur  $h=2.61$  m
- L'épaisseur  $e=20$ cm
- Longueur  $L=5.5$ m

**b- Caractéristiques du sol :**

- Le poids spécifique  $\gamma = 18 \text{ KN}/m^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 11.2$

**c- Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis à :

➤ **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

**Remarque :**

L'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps est mal connu et difficilement mesurable, pour cela, la négliger va dans le sens de la sécurité (on a pris  $c=0$ ).

$$G = 2.61 \times 18 \times \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{11.2}{2}\right) = 31.7 \text{ KN}/ml$$

➤ **Surcharge :**

$$q = 10 \text{ KN}/m^2$$

$$Q = q \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 6.7 \text{ KN}/ml$$

VIII.1.2 Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

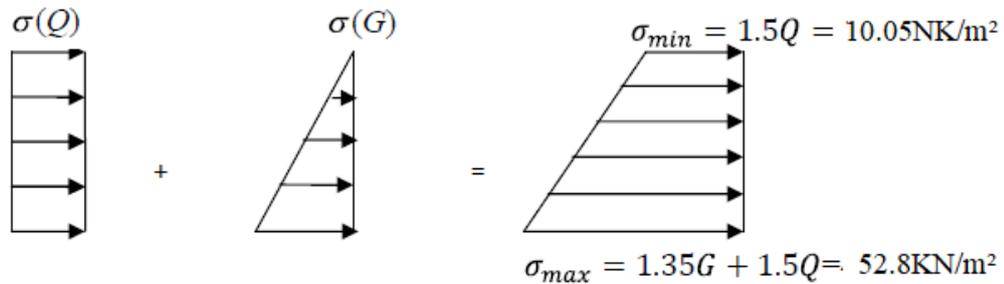


Figure. VIII 1 : Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 42.22\text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{m/l} = 42.22\text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.61\text{ m} \quad b = 1\text{ m}$$

$$L_y = 5.5\text{ m} \quad e = 0.2\text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.61}{5.5} = 0,47 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.47 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0988 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 28.41\text{ KN.m} \\ M_{0y} = 7.10\text{ KN.m} \end{cases}$$

VIII.1.3 Calcul des moments corrigés :

$$M_{Tx} = 24.14\text{KN.m}$$

$$M_{Ty} = 6.03\text{KN.m}$$

$$M_{aX} = -8.52\text{KN.m}$$

$$M_{aY} = -2.13\text{KN.m}$$

Avec :

- b=100 cm ; h=20cm; d=h-c= 16cm
- Contrainte des aciers utilisés Fe=500 MPa
- Fissuration très préjudiciable
- Amin=0.1%b h..... RPA/2003.(art.10.1.2)

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Localisation		M KN.m	$\mu$	$\mu_i$	A'	B	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
XX	travée	24.14	0.066	0.372	0	0.965	3.59	2	4HA12=4.52
	appui	-8.52	0.023	0.372	0	0.988	1.24	2	4HA10=3.14
YY	Travée	6.03	0.016	0.372	0	0.991	0.87	2	4HA10=3.14
	appui	-2.13	0.005	0.372	0	0.997	0.30	2	4HA10=3.14

**Tableau. VIII. 1:**Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELU.

**VIII.1.4 Espacements :**

- ✓ Sens x-x : St min (2 e ; 25cm)=25cm      St=25cm.
- ✓ Sens y-y : St min (2 e ; 25cm)=25cm      St=25cm.

**VIII.1.5 Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0,1 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3\text{Mpa}\right)$$

$$v_{ux} = \frac{q_l x}{2} \times \frac{y^4}{x^4 + y^4} = \frac{42.22 \times 2.61}{2} \times \frac{5.5^4}{2.61^4 + 5.5^4} = 52.43 \text{ KN}$$

$$v_{uy} = \frac{q_l y}{2} \times \frac{x^4}{x^4 + y^4} = \frac{42.22 \times 5.5}{2} \times \frac{2.61^4}{2.61^4 + 5.5^4} = 5.6 \text{ KN}$$

**Donc :**

$$\tau_{ux} = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{0.05243}{1 \times 0.16} = 0.327 < 2.5 \dots \text{cv}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{0.0056}{1 \times 0.16} = 0.035 < 2.5 \dots \text{cv}$$

**VIII.1.6 Vérifications à l'ELS :**

$$\sigma_{\max} = 38.4 \text{ KN./m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 6.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 30.47 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ m/l} = 30.47 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = 0.47 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0598 \\ \mu_y = 0,542 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 12.41 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 6.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VIII.1.6.1 Calcul des moments corrigés :

$$M_{Tx} = 10.51 \text{KN.m}$$

$$M_{Ty} = 5.71 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = -3.72 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -2.016 \text{KN.m}$$

Localisation		$M_{ser}$	$I(\text{cm}^4)$	$Y$	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	observations
Travée	Lx	10.51	10330.80	3.88	$3.94 < 15$	$299 < 333$	Vérifier
	Ly	5.51	6495.42	3.32	$2.81 < 15$	$198 < 333$	Vérifier
Appui	Lx	-3.72	6495.42	3.32	$1.90 < 15$	$173 < 333$	Vérifier
	Ly	-2.016	6495.42	3.32	$1.03 < 15$	$72 < 333$	Vérifier

Tableau. VIII. 2:Vérification des contraintes à l'ELS.

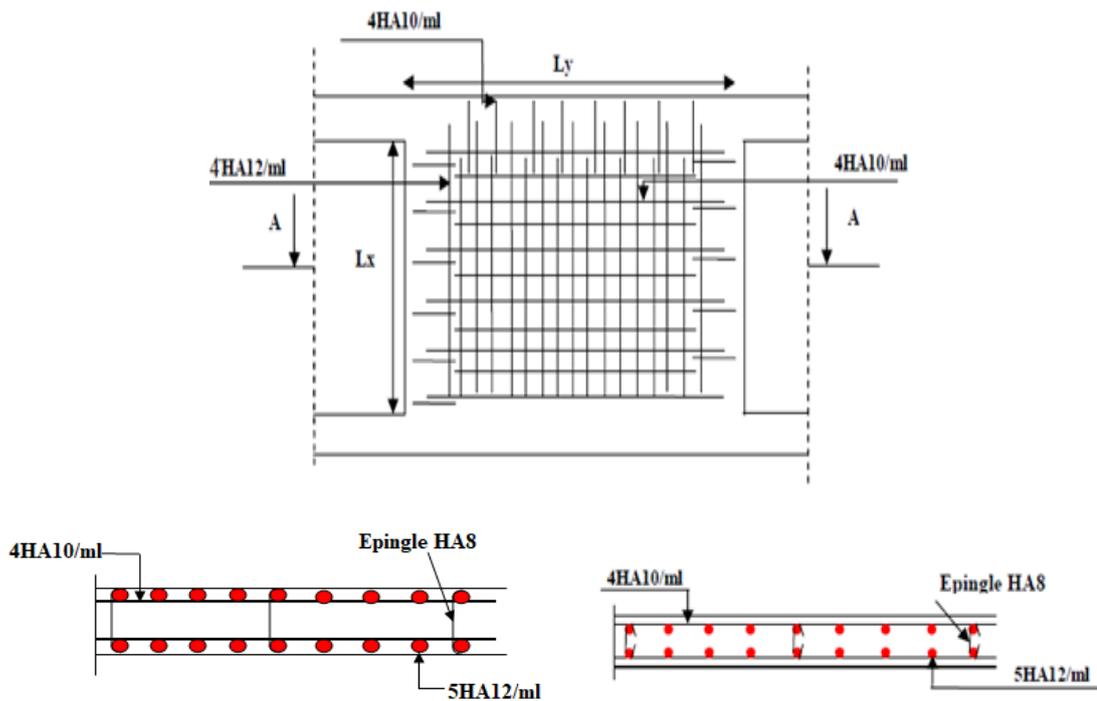


Figure. VIII 2:disposition de la partie sous voile de contreventement.

**VIII.2 Etude des fondations :****VIII.2.1 Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations Profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action Des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

**VIII.2.2 Combinaisons de calcul :**

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon Les combinaisons d'actions suivantes :

$$\bullet G + Q \pm E \qquad \bullet 0,8 \times Q \pm E$$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

$$\bullet 1,35G + 1,5Q \qquad \bullet G + Q$$

**VIII.2.3 Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les Semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VIII.2.3.1 Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est:  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

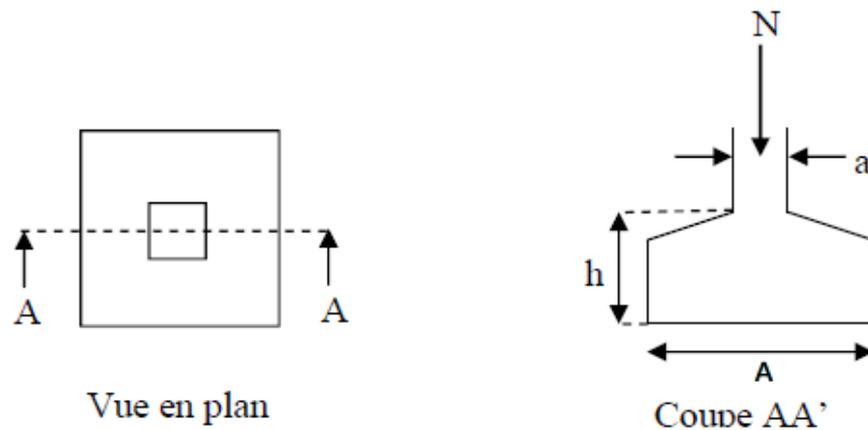


Figure. VIII 3: Schéma d'une Semelle Isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- $N$  : l'effort normal agissant sur la semelle
- $S$  : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $B \times B$ ), donc  $S = B^2$ .

$$N_{ser} = 1986.65 \text{KN} \quad \overline{\sigma_{sol}} = 1,3 \text{bar}$$

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1986.65}{130}} = 3.90 \text{ m} : B \geq 3.90 \text{m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 4.7m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VIII.2.3.2 Vérification des semelles filantes :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 75% de la surface totale du bâtiment

$$\left( \frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 75\% \right).$$

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

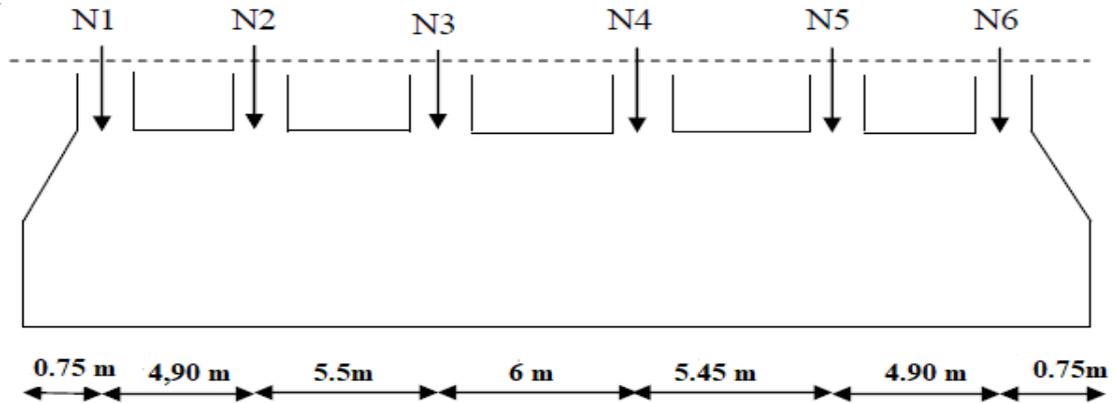


Figure. VIII 4:Schéma d'une Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

$$\sum N_i = 9711.62 \text{ KN.}$$

$$L = \sum L_i + 2L_{\text{débordement}}$$

$$L_{\text{Débordement}} = 0.75 \text{ m}$$

$$L = 27.25 \text{ m}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{9711.62}{130 \times 27.25} = 2.74 \text{ m}$$

$$\Rightarrow S = 81.25 \text{ m}^2$$

Les résultats de calcul des autres semelles sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Sens YY

Files	N (kn)	L (m)	B (m)	B choisi(m)	S (m <sup>2</sup> )
1	4657.7	27.25	1.31	1.5	40.9
2	9711.62	27.25	2.74	3	81.25
3	7335.95	27.25	2,07	2.5	68.12
4	8469.9	27.25	2,39	2.5	68.12
5	5731	18.5	1.61	2	37

Tableau. VIII. 3:Section de la semelle filante sens YY.

➤ Sens XX

Files	N (kn)	L (m)	B (m)	B choisi(m)	S (m <sup>2</sup> )
1	4712.23	17	2.13	2.5	42.5
2	4828.42	21.7	1.71	2	43.4
3	6083.88	21.7	2.15	2.5	54.25
4	6182.8	21.7	2.19	2.5	54.25
5	5680.7	21.7	2.01	2.5	54.25
6	2864.4	17	1.01	1.5	25.5

Tableau. VIII. 4:Section des semelles dans le sens XX.

- ✓  $S_s = 569.54 \text{ m}^2$
- ✓  $S_b = 519.05 \text{ m}^2$

$$\frac{569.54}{519.05} = 1.09 > 0.75$$

On voit que le rapport est supérieur à 75% c'est dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VIII.2.3.3 Etude du radier général :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier Général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher Renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne Solution pour éviter le tassement différentiel.

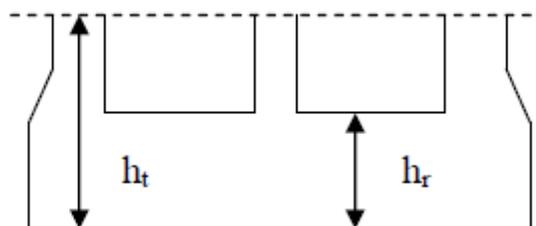


Figure. VIII 5:Dimension du radier.

• Efforts normal : ELS

$$\sum G_T = 4295.3051 \text{ t.}$$

$$\sum Q_T = 667.0605 \text{ t.}$$

• Combinaison d'actions :

$$N_{ser} = G_T + Q_T = 4962.3656 \text{ t.}$$

$$N_u = 1.35 G_T + 1.5 Q_T = 6799.2527 \text{ t.}$$

- Surface totale du bâtiment est de 519.05m<sup>2</sup>.
- La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

- Nser = 49623.65KN
- $\bar{\sigma}_{SOL} = 1,3bar$

$$S \geq \frac{49623.656}{130} = 381.72m^2$$

Donc on adopte : Srad= Sbat =519.05 m2.

### VIII.2.3.3.1 Pré- dimensionnement :

#### a- Condition de coffrage :

**h<sub>t</sub>** : hauteur des nervures.

**h<sub>r</sub>** : hauteur de la dalle.

**L<sub>max</sub>** : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. (L max = 6 m)

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \leq \frac{l_{max}}{7.5} = \frac{600}{7.5} = 80 ; \text{ on prend : } h_t = 80cm \\ h_r \leq \frac{l_{max}}{20} = h_t \leq \frac{600}{20} = 30 ; ; \text{ on prend : } h_r = 30cm \end{array} \right. \quad \text{(DTR BC 2.33.1)}$$

#### b- La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que :  $\frac{\pi}{2} \cdot l_e \geq l_{max}$ ; et  $l_e \geq 4 \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot A}{K \cdot B}}$

Avec :

- Le: la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).
- E: Module de Young.
- I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.
- K : coefficient de raideur du sol.

k = 0.5 kg/cm<sup>3</sup> un très mauvais sol

k = 4 kg/cm<sup>3</sup> sol moyen

k = 12 kg/cm<sup>3</sup> très bon sol

Dans notre cas on à un sol moyen donc :  $k = 4 \text{ kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$   
 $E = 3.21107 \text{ KN/m}^4$ .

$$I = \frac{b \times ht^3}{12} \Rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times l^4_{\max} \times k}{\pi^4 \times E}}$$

$$ht = 0.93m$$

A partir des deux conditions (condition de coffrage et condition de raideur) on prend le max :

$$ht = 0.93m \text{ On opte un } ht = 1m$$

$$I = 0.083 m^4, \quad le = 4.04 m$$

➤ **Vérification de condition :**  $\frac{\pi \times Le}{2} \geq l_{\max}$

$$l_{\max} = 6 m \leq \frac{3.14 \times 4.04}{2} = 6.35m \dots \dots \dots cv$$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

- Hauteur de la nervure ht = 100cm.
- Hauteur de la table du radier hr = 30cm.
- Enrobage d' = 5cm.

**VIII.2.3.3.2 Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times ht \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Nd : effort normal de calcul.

ht : hauteur de la nervure.

Uc : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

➤ **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (50×50) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact Uc est

Donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + ht = 0.5 + 1 = 1.5m \\ B = b + ht = 0.5 + 1 = 1.5m \end{cases} \Rightarrow U_c = 6 m$$

$$N_d = 1.98 \text{ MN} < 0.045 \times 6 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.5 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**VIII.2.3.3.3 Vérification de la contrainte dans le sol:**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec

- $\sigma_{\text{max}}$  et  $\sigma_{\text{min}}$  : contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.
- $N$  : l'effort normal dû aux charges verticales.
- $M$  : Moments sismiques à la base
- $S$  : Surface du radier

Donc on a :

$$I_x = 12310.66 \text{ m}^4, \quad X_G = 9.01 \text{ m}, \quad M_x = 34418.2 \text{ KN.m}$$

$$I_y = 23326.76 \text{ m}^4, \quad Y_G = 13.42 \text{ m}, \quad M_y = 42934.605 \text{ KN.m}$$

**Sens X-X :**

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M.Y_G}{I_x} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M.Y_G}{I_x} = 0.058 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0.112 \text{ Mpa} \leq 0.13 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

**Sens Y-Y :**

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M.X_G}{I_y} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M.X_G}{I_y} = 0.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0.12 \text{ Mpa} \leq 0.13 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

**VIII.2.3.3.4 Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

**Dans le sens X-X**

$$e = \frac{34418.2}{49623.65} = 0.07 \leq \frac{20.7}{4} = 5.175 \text{ m} \dots\dots\dots \text{cv}$$

**Dans le sens Y-Y**

$$e = \frac{42934.602}{49623.65} = 0.85 \leq \frac{27.3}{4} = 6.825 \text{ m} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

**VIII.2.3.3.5 Vérification de la poussée hydrostatique :**

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{RAD} \times \gamma_w$

Avec :

- N = 49623.65 KN
- h= 3.06 m, la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).
- F<sub>s</sub> = 1.5 (coefficient de sécurité).
- S<sub>RAD</sub> :=519.05m<sup>2</sup> (surface du radier).
- γ<sub>w</sub> = 10 KN/m<sup>3</sup> (poids volumique d'eau).

**On trouve :**

$$N = 49623.65 \text{ KN} \geq 1.5 \times 3.06 \times 519.05 \times 10 = 23824.4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**VIII.2.3.3.6 Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1.f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots (1)$$

On considère une bande de largeur b =1m du radier.

$$V_u = \frac{N_u.L_{\max}.b}{2.S} = \frac{67992,527 \times 6 \times 1}{2 \times 519.05} = 393 \text{ KN}$$

D'après (1)

$$d \geq \frac{V_u}{1 \times \bar{\tau}} = \frac{393 \times 10^3}{2500} = 15.7\text{cm}$$

On prend : d= 0.25m

**Donc :**

$$d \geq \frac{V_u}{1 \times d} = \frac{393 \times 10^3}{1 \times 0.25} = 1.572\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

VIII.2.4 Ferrailage du radier:

VIII.2.4.1.1 Ferrailage de la dalle:

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion Simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une Charge favorable, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le Même pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité est :

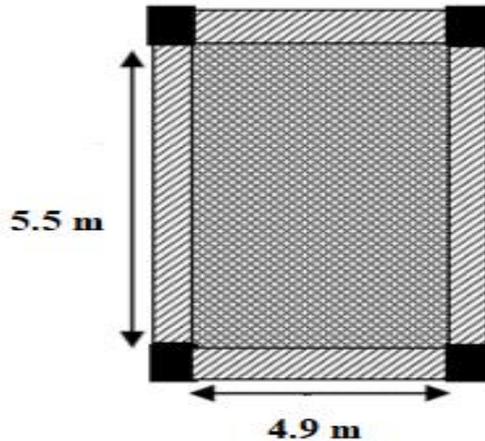


Figure. VIII 6:Schéma du panneau le plus défavorable.

Donc :

$$N_U = N_{Ucal} + N_{ner} + N_{rad}$$

$$q_u = \frac{76790.847}{519.05} = 147.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Si :  $\alpha = L_x / L_y = 0.89 \geq 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

A L'ELU (V=0).

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.758 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 165.7 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 125.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Calcul des moments corrigés :

$$M_{ix} = 0,85M_{0x} = 140.845 \text{ KN.m}$$

$$M_{iy} = 0,85M_{0y} = 106.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = -70.422 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)=(1×0.3) m<sup>2</sup>:

Localisation		M KN.m	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	St(cm)
Travée	XX	140.845	13.03	9HA14=13.85	15
	YY	106.76	9.79	7HA14=10.78	15
Appuis	XX	70.422	6.24	5HA14=7.5	15

Tableau. VIII. 5:Ferrailage de la dalle du radier.

▪ Espacement des armatures :

Armatures// lx; St = 20 cm ≤ min (2h;25cm) = 15cm

Armatures// ly; St = 20 cm ≤ min (3 h;33cm) = 15cm

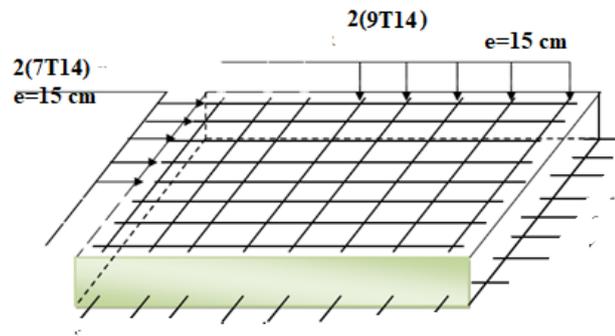


Tableau. VIII. 6:Schéma de ferrailage du radier.

Nota : On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VIII.3 Etude des nervures :

VIII.3.1 Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

• Charge trapézoïdale :

$$q_M = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

$$q_V = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1}{3.Ly_1} \right) .Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2}{3.Ly_1} \right) .Lx_2 \right]$$

• Charge triangulaire :

$$q_M = q_v = \frac{Q_U}{2} \times \frac{\sum L^2 X_i}{\sum L X_i}$$

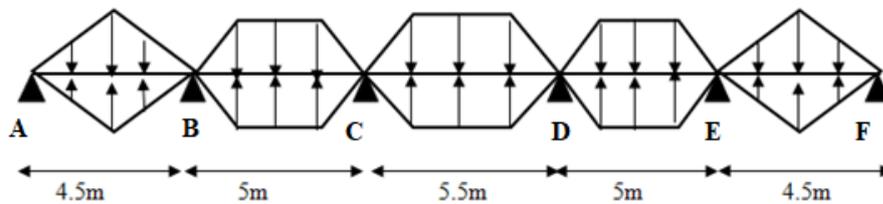
Avec :  $q_u = 147.5 \text{ KN/m}^2$   
 $q_s = 136.03 \text{ KN/m}^2$

- ✓  $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓  $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

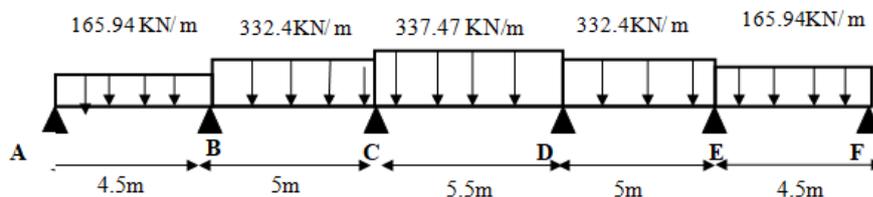
VIII.3.1.1 Calcul des sollicitations :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures. Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

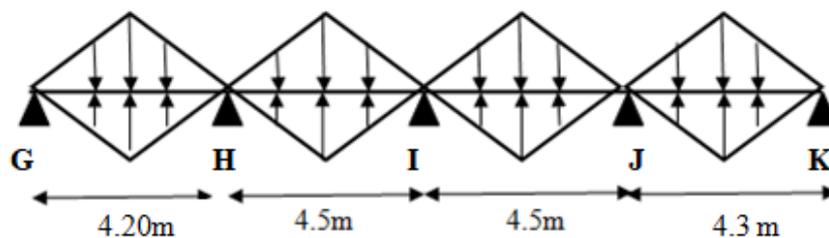
Sens YY :



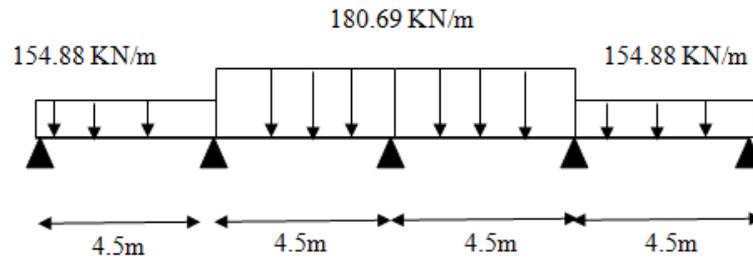
Schémas équivalent :



Sens XX :



Schémas équivalent :



Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Appuis	G	H	I	J	K
Travée	1	2	3	4	
L	4.2	4.9	4.9	4.2	
L'=0.8L	4.2	3.92	3.92	4.2	
Pu(ELU)	154.880	180.690	180.690	154.880	
Ps(ELS)	142.86	166.67	166.67	142.86	
Ma	<b>0</b>	<b>-323.947</b>	<b>-326.654</b>	<b>-323.947</b>	<b>0</b>
dt=(Mb-Ma)/L	-77.130	-0.552	0.552	77.130	
Va(+)	248.118	442.138	443.243	402.378	
Va(-)	-402.378	-443.243	-442.138	-248.118	
Mt	198.742	216.996	216.996	198.742	
Ma(ELS)	<b>0</b>	<b>-198.809</b>	<b>-153.155</b>	<b>-198.809</b>	<b>0</b>
dt(ELS)	-71.145	29.7253	-29.7253	71.1450	
Va(+) ELS	228.861	438.067	378.616	371.151	
Va(-) ELS	-371.151	-378.616	-438.067	-228.861	
Mt ELS	<b>150.98</b>	<b>180.63</b>	<b>180.63</b>	<b>15.98</b>	

Tableau. VIII. 7: Sollicitation dans les nervures à selon les deux sens XX.

Appuis	A	B	C	D	E	F
Travées	1	2	3	4	5	
L	4.5	5	5.5	5	4.5	
L'=0.8L	4.5	4	4.4	4	4.5	
Pu(ELU)	165.94	332.54	337.47	332.54	164.94	
Ps(ELS)	153.07	306.67	311.30	306.67	153.07	
Ma	0	-503.859	-700.695	-700.695	-502.598	0.000
dt=(Mb-Ma)/L	-111.969	-39.367	0.000	39.619	111.688	
Va(+)	261.396	791.983	860.043	870.969	482.803	
Va(-)	-485.334	-870.717	860.043	-791.731	-259.427	
Mt	205.882	329.241	332.5	329.901	204.020	
Ma(ELS)	0	-464.711	-646.284	-646.284	-464.711	0.000
dt(ELS)	-103.269	-36.3145	0.0000	36.3145	103.2692	
Va(+) ELS	241.138	730.360	856.075	802.990	447.677	
Va(-) ELS	-447.677	-802.990	-856.075	-730.360	-241.138	
Mt ELS	189.938	404.996	530.819	404.996	189.938	

Tableau. VIII. 8: Sollicitation dans les nervures à selon les deux sens YY

VIII.3.2 Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section b\*h en flexion simple

h = 1 m ; h<sub>0</sub>=0.30 m b<sub>0</sub>=0.4 m

▪ Sens XX :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow \min\left(\frac{5}{10}; \frac{4.5}{2}\right)$$

$$b \leq 1.4m$$

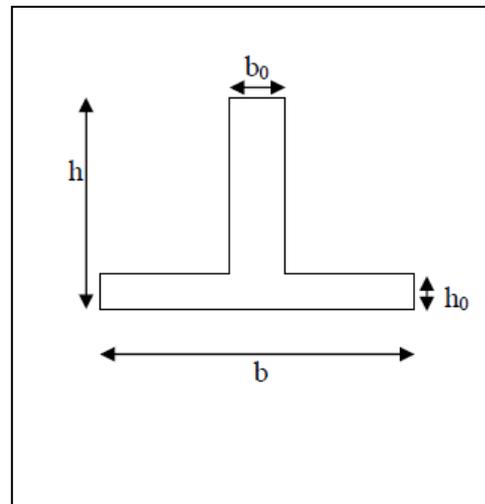
$$b = 1.40m$$

▪ Sens YY :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow \min\left(\frac{5.5}{10}; \frac{4.3}{2}\right)$$

$$b \leq 1.5m$$

$$b = 1.4m$$



Les résultats de ferrailage des nervures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M (KN.m)	A cl (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sens XX	Appuis	327	8.15	8T14
	Travée	217	22.17	4T25+4HA14
Sens YY	Appuis	700.6	18.42	4T25
	Travée	332.5	38.6	8T25

Tableau. VIII. 9:ferrailage des nervures dans les deux sens.

• **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi\right) = \min(28.6; 40; 14) = 14mm \text{ soit } \phi_t = 10mm$$

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \min(25; 12; 14) = 12cm$$

On adopte un espacement en zone nodale  $S_t=10$  cm et  $S_t=15$  cm en travée

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,1 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3Mpa\right) = 2.5 MPa$$

$$V_x = 443.35KN$$

$$V_y = 900.043KN$$

Sens X-X :

$$\tau_x = \frac{V_x}{d \times b} = 1.10Mpa < 2.5Mpa$$

Sens YY :

$$\tau_y = \frac{V_y}{d \times b} = 2.48Mpa < 2.5Mpa$$

Localisation		M <sub>ser</sub> KN.m	Y Cm	I Cm <sup>4</sup>	$\sigma_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$< \bar{\sigma}_b$ $\sigma_b$	$< \sigma_s$ $\bar{\sigma}_s$
XX	Travée	180.63	9.06	216264.4	7.56	15	Cv	199<240
	Appuis	198.09	9.06	216264.4	8.29	15	Cv	219<240
YY	Travée	530.8	8.35	1088838.2	4.07	15	Cv	121.7<240
	Appuis	648.3	8.35	1088838.2	4.97	15	Cv	148.7<240

Tableau. VIII. 10:Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau Afin d'éviter la fissuration du béton. D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi Mesurée perpendiculairement à leur direction  
 Donc

$$A_p = 3 \times 1 = 3 ; 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ par face}$$

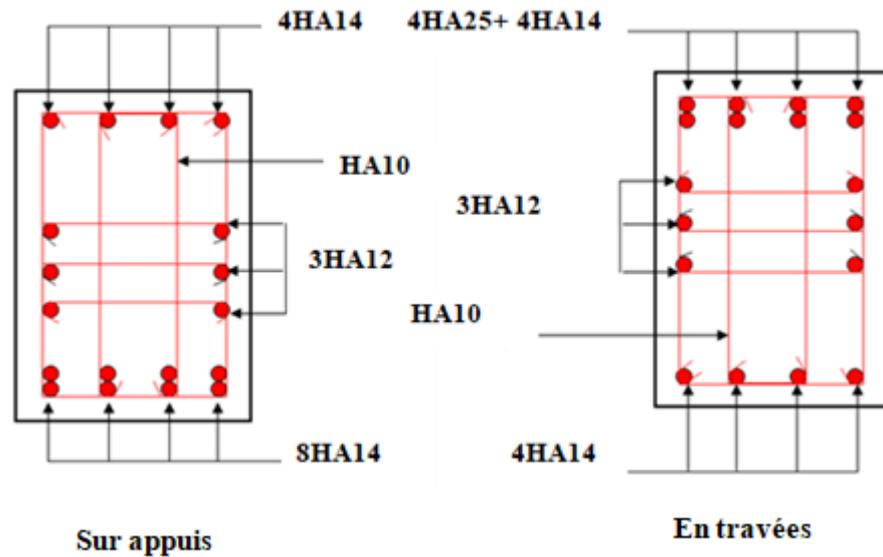


Figure. VIII 7: Schémas de ferrailage des nervures sens XX.

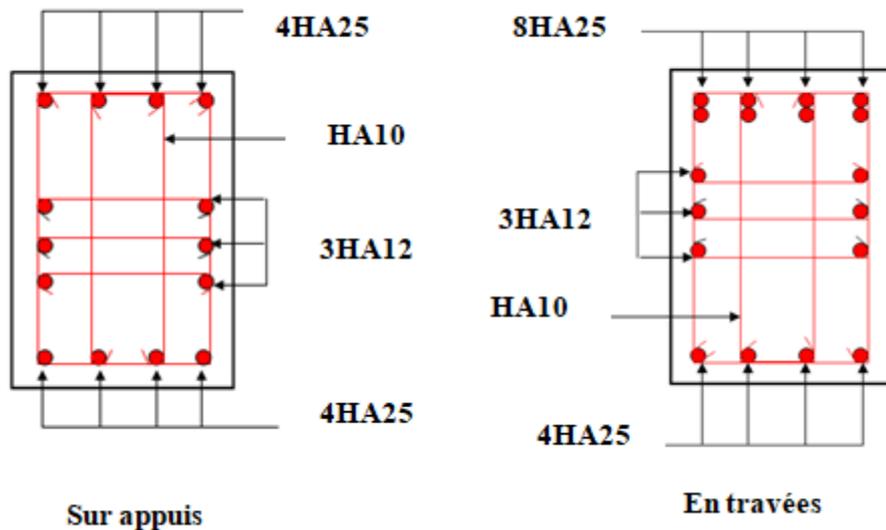


Figure. VIII 8: Schémas de ferrailage des nervures sens YY

# Introduction générale

---

## **Introduction générale**

Bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées pour trouver un abri où règne sécurité et confort. Le vécu des hommes remémoré par l'histoire est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela à débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les indélébiles pyramides d'Egypte, et de nos jours la construction connaît un grand élan dans la plupart des pays.

Cependant, si le métier de construire peut se ranger parmi les plus anciens métiers exercés par l'homme, il faut reconnaître les bonnes techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels.

Au temps qu'on se prépare dans ce domaine on est obligés de faire une étude finale, dans le but de faire valoir et concréter nos connaissances théoriques obtenues tout au long d'un parcours fait durant notre formation.

Le choix du type de structure est vraiment très important surtout dans un pays comme l'Algérie qui se situe dans une zone d'activité sismique intense a cause de la convergence de plaques tectoniques c'est pour cela il faut être sélectif concernant la conception des structures.

Une structure doit être conçue et calculer de telle manière qu'elle puisse être apte à supporter les conditions suivantes :

- La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses) ;
- Confort ;
- Esthétique.

## LISTE DES FIGURES :

Figure I. 1: Dimensions en plan. ....	3
Figure I. 2: Dimensions en élévation. ....	4
Figure I. 3: Diagramme contrainte déformation. ....	10
Figure I. 4: Diagramme Contraintes Déformations à ELS. ....	10
Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation acier. ....	11
Figure I. 6: Diagramme des déformations limites de la section. ....	13
Figure II. 1: Coupe d'un plancher à corps creux. ....	15
Figure II. 2: Dessin d'une dalle pleine. ....	16
Figure II. 3: Coupe d'un plancher à corps creux de la terrasse inaccessible. ....	19
Figure II. 4: coupe d'un plancher à corps creux du plancher étage courants. ....	20
Figure II. 5: Coupe d'un plancher à corps creux du plancher RDC. ....	20
Figure II. 6: Remplissage Maçonnerie. ....	21
Figure II. 7: La section le plus sollicité du poteau. ....	23
Figure II. 8: Dimensions d'un voile. ....	28
Figure III. 1: Poutrelles d'un plancher en corps creux. ....	30
Figure III. 2: Dimensions d'une poutrelle ....	31
Figure III. 3: Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]. ....	37
Figure III. 4: Diagramme des efforts tranchants. ....	38
Figure III. 5: Diagramme des Moment fléchissant a ELU. ....	39
Figure III. 6: Diagramme des efforts tranchants à ELU. ....	39
Figure III. 7: Diagramme des moments fléchissant (ELU) [KN.m]. ....	40
Figure III. 8: Diagramme des efforts tranchants (ELU). ....	40
Figure III. 9: Diagramme des moments fléchissant type 1 (ELU) [KN.m] ....	41
Figure III. 10: Diagramme des efforts tranchants type 1 (ELU) ....	41
Figure III. 11: Diagramme des moments fléchissant type 2, (ELU) [KN.m] ....	42
Figure III. 12: Diagramme des efforts tranchants type 2 (ELU) ....	43
Figure III. 13: Diagramme des moments fléchissant Type 3, (ELU) [KN.m] ....	43
Figure III. 14: Diagramme des efforts tranchants type 3 (ELU) ....	44
Figure III. 15: Diagramme des moments fléchissant plancher terrasse type 1, (ELU) [KN.m]. ...	46
Figure III. 16: Diagramme des efforts tranchants plancher terrasse type 1 a (ELU). ....	46
Figure III. 17: Diagramme des moments fléchissant plancher terrasse type 2, (ELU) [KN.m]. ...	47
Figure III. 18: Diagramme des efforts tranchants plancher terrasse type 2 (ELU). ....	47
Figure III. 19: Ferrailage de poutrelle ....	59
Figure III. 20: Ferrailage de la dalle de compression. ....	60
Figure III. 21: Dalle plein continue sur 3 appuis. ....	61
Figure III. 22: Dalle pleine continue sur 3 appuis. ....	61
Figure III. 23: schémas de ferailage de la dalle pleine ....	67
Figure III. 24: La distribution de la charge de la poutre noyée. ....	73

Figure. IV 1:schemas d'acrotère. ....	75
Figure. IV 2:Schémas de ferrailage d'acrotère.....	79
Figure. IV 3:Schéma descriptif d'un escalier. ....	80
Figure. IV 4:Vuen plan de l'escalier (type 1). ....	81
Figure. IV 5:Schémas statique de l'escalier. ....	81
Figure. IV 6:Coupe longitudinal de la volée. ....	82
Figure. IV 7:Coupe longitudinale du palier.....	83
Figure. IV 8:Schémas statique de l'escalier a ELUR.....	84
Figure. IV 9:Diagrammes des sollicitations à ELU .....	85
Figure. IV 10:Schémas ferrailage de l'escalier .....	89
Figure. IV 11:Schéma statique de la poutre palière. ....	90
Figure. IV 12:Section creuse équivalente .....	91
Figure. IV 13:Shémas de ferailage de la poutre pâliere. ....	93
Figure. IV 15:Schémas statique de l'escalier. ....	93
Figure. IV 14:Escalier quart tournant de l'haut standing .....	93
Figure. IV 16:Schémas de ferrallaige de 1er volée. ....	97
Figure. IV 17:Schémas statique de l'escalier à ELUR.....	97
Figure. IV 18: Schémas ferrailage de 2 <sup>eme</sup> volée. ....	100
figure. IV 19: Schéma statique de la poutre. ....	100
Figure. IV 20: Résultats de ferrailage de la poutre. ....	101
Figure. IV 21: Schémas de ferrailage de la poutre palière. ....	103
Figure. IV 22: Coupe longitudinal de la dalle du balcon. ....	103
Figure. IV 23:Schémas de ferrailage du balcon type 1 .....	106
Figure. IV 24:Résultats Ferrailage balcon type 2. ....	107
Figure. IV 25: Schémas de ferrailage balcon type 2 .....	109
Figure. IV 26:ascenseur dans un batiment .....	111
Figure. IV 27:Vue en plan de l'ascenseur et sa dimension .....	112
Figure. IV 28: Abaque de détermination de suspentes.....	113
Figure. IV 29:Schéma de la surface d'impact. ....	115
Figure. IV 30: Panneau de calcul de la dalle. ....	116
Figure. IV 31: Tableau récapitulatif des résultats.....	117
Figure. IV 32: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	119
Figure. IV 33:Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur .....	124
Figure V. 1 : La distribution de la charge verticale du plancher RDC. ....	125
Figure V. 2:La distribution de la charge verticale du plancher 2 jusqu'au 7 <sup>émé</sup> . ....	127
Figure V. 3:La distribution de la charge verticale de la terrasse inaccessible .....	128
Figure V. 4:La distribution de la charge verticale de la terrasse inaccessible .....	130
Figure V. 5:Action du vent. ....	132
Figure V. 6:Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence. ....	132
Figure V. 7:Légende pour les parois verticales.....	135
Figure V. 8:Valeurs de Cpe pour les parois verticales. ....	135
Figure V. 9:Légende pour les toitures plates. ....	136
Figure V. 10:Valeurs de Cpe pour les toitures plates .....	137

Figure V. 11: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la construction en direction V1.....	140
Figure V. 12: Légende pour les parois verticales.....	140
Figure V. 13: Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	141
Figure V. 14: Légende pour les toitures plates.....	141
Figure V. 15: Poids des planchers (en brochette).....	157
Figure VI. 1: Simulation de la structure sur ETABS 16.0.....	161
Figure VI. 2: Mode 1 (translation suivant XX).....	161
Figure VI. 3: Mode 1 (translation suivant XX).....	162
Figure VI. 4: Mode 2 (translation suivant XX).....	162
Figure VII. 1: Zone nodale.....	169
Figure VII. 2: Schémas de ferrailage des poteaux.....	175
Figure VII. 3: Section de ferrailage des poutres principales de rive.....	184
Figure VII. 4 : Section de ferrailage des poutres principales intermédiaires.....	185
Figure VII. 5 : Section de ferrailage des poutres secondaires de rive.....	186
Figure VII. 6: Section de ferrailage des poutres secondaires intermédiaire.....	187
Figure VII. 7: Répartition des moments dans la zone nodale.....	188
Figure VII. 8: Schéma du mur voile.....	192
Figure VII. 9: Schémas de ferrailage voile V2.....	195
Figure VII. 10 : Schémas de linteau.....	198
Figure. VIII 1 : Répartition des contraintes sur le voile.....	200
Figure. VIII 2: disposition de la partie sous voile de contreventement.....	202
Figure. VIII 3: Schéma d'une Semelle Isolée.....	204
Figure. VIII 4: Schéma d'une Semelle filante.....	205
Figure. VIII 5: Dimension du radier.....	206
Figure. VIII 6: Schéma du panneau le plus défavorable.....	211
Figure. VIII 7: Schémas de ferrailage des nervures sens XX.....	217
Figure. VIII 8: Schémas de ferrailage des nervures sens YY.....	217

## Liste des tableaux :

Tableau II. 1:Evaluation de la charge G et Q de la terrasse inaccessible. ....	19
Tableau II. 2:Evaluation de la charge G et Q d'étages courant. ....	20
Tableau II. 3:Evaluation de la charge G et Q rez-de-chaussée. ....	20
Tableau II. 4:Evaluation de la charge G et Q de la dalle pleine.....	21
Tableau II. 5:Evaluation de la charge G Murs en maçonnerie.....	21
Tableau II. 6:Dégression en fonction du nombre d'étage.....	22
Tableau II. 7:Charge et surcharge de chaque niveau.....	24
Tableau II. 8:Tableau récapitulatif de la descente de charge du poteau type1. ....	24
Tableau II. 9:Tableau récapitulatif résume les dimensions des poteaux. ....	27
Tableau II. 10:Tableau récapitulatif résume les dimensions prises.....	29
Tableau III. 1: Les different types de poutrelles. ....	32
Tableau III. 2: Résultats des moments isostatiques au niveau des différentes travées.....	36
Tableau III. 3: Résultats des moments isostatiques au niveau d'appuis. ....	36
Tableau III. 4 : Résultats de calculs efforts tranchants à l'ELU et ELS.....	37
Tableau III. 5:Résultats de calculs des sollicitations à l'ELU et ELS.....	38
Tableau III. 6 : Résultats de calculs des sollicitations à l'ELU et ELS.....	39
Tableau III. 7:Résultats de calculs des sollicitations à l'ELU et ELS type1 . ....	40
Tableau III. 8:Résultats de calculs des sollicitations à l'ELU et ELS type 2. ....	42
Tableau III. 9:Résultats de calculs des sollicitations du planch-terrasse type 1 à l'ELU et ELS. ....	46
Tableau III. 10:Résultats de calculs des sollicitations plancher terrasse type 2à l'ELU et ELS. .	47
Tableau III. 11: Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux. ....	48
Tableau III. 12:Vérification a l'état limite de service ELS (appuis).....	52
Tableau III. 13:Vérification a l'état limite de service ELS (travées). ....	53
Tableau III. 14:Récapitulatif - ferrailage des poutrelles à l'ELU dans les différents planchers..	53
Tableau III. 15 : Vérification au cisaillement au niveau des différents étages. ....	54
Tableau III. 16:Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieurs. ....	54
Tableau III. 17 : Moments planchers terrassent et étage courant a ELS. ....	55
Tableau III. 18:Vérification a l'état limite de service ELS étage courant (appuis). ....	55
Tableau III. 19:Vérification a l'état limite de service ELS étage courant (travée). ....	56
Tableau III. 20:Vérification à l'état limite de service ELS plancher terrasse (appuis). ....	57
Tableau III. 21:Vérification a l'état limite de service ELS plancher terrasse (en travée). ....	58
Tableau III. 22:Vérification a ELS selon le sens LX en travée. ....	66
Tableau III. 23:Vérification a ELS selon le sens Ly en travée..3 ....	67
Tableau III. 24:Vérification des contraintes selon le sens LX en travée. ....	71
Tableau III. 25:Vérification des contraintes selon le sens LY en travée. ....	72
Tableau III. 26:Calcul de ferrailage de la poutre noyée. ....	73
Tableau. IV 1:Charges et surcharge sur la volée.....	83
Tableau. IV 2:Charges et surcharge du palier de l'escalier (type1). ....	83
Tableau. IV 3:Combinaisons de charges. ....	84
Tableau. IV 4:Résultats des sollicitations obtenues. ....	85

Tableau. IV 5:Vérification des contraintes en travée. ....	88
Tableau. IV 6 :Vérification des contraintes sur appuis. ....	89
Tableau. IV 7 : Résultats de ferraillage de la poutre paliere. ....	91
Tableau. IV 8:Vérification de contrainte au niveau de la poutre palière.....	92
Tableau. IV 9:Combinaisons de charges. ....	94
Tableau. IV 10:Résultats de ferraillage balcon type 1.....	96
Tableau. IV 11:Vérification des contraintes pour escalier .....	97
Tableau. IV 12: Vérification des contraintes pour escalier. ....	100
Tableau. IV 13: Résultats de ferraillage de la poutre. ....	102
Tableau. IV 14: Décente des charges d'un balcon. ....	103
Tableau. IV 15: Résultats de ferraillage balcon type 1.....	105
Tableau. IV 16: Vérification des contraintes du balcon type 1.....	106
Tableau. IV 17: Vérification des contraintes du balcon type 2.....	108
Tableau. IV 18: Résultats de ferraillage balcon type 3.....	110
Tableau. IV 19: Vérification a ELS balcon type 3.....	110
Tableau. IV 20: Caractéristiques des câbles .....	114

Tableau V. 1:La distribution de la charge verticale du plancher RDC- fonction des surfaces. .	126
Tableau V. 2:La distribution de la charge verticale du plancher RDC sur les portiques. ....	126
Tableau V. 3:La distribution de la charge verticale du plancher 2- 7 en fonction des surfaces.	127
Tableau V. 4:La distribution de la charge verticale du plancher 2 - 7en fonction des surfaces.	128
Tableau V. 5:La distribution de la charge verticale de la terrasse inaccessible. ....	129
Tableau V. 6:La distribution de la charge verticale de la terrasse inaccessible.....	129
Tableau V. 7:La distribution de la charge verticale de la terrasse inaccessible. ....	130
Tableau V. 8:La distribution de la charge verticale de la terrasse inaccessible .....	130
Tableau V. 9:Valeurs des pressions dynamiques. ....	134
Tableau V. 10:Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire.....	135
Tableau V. 11:Cpe pour les toitures plates d'un bâtiment à base rectangulaire .....	136
Tableau V. 12:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le RDC (V1). ....	137
Tableau V. 13:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 1er étage (V1). ....	137
Tableau V. 14:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 2eme étage (V1).....	138
Tableau V. 15:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 3eme étage (V1).....	138
Tableau V. 16:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 4eme étage (V1).....	138
Tableau V. 17:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 5eme étage (V1).....	138
Tableau V. 18:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 6eme étage (V1).....	139
Tableau V. 19:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 7eme étage (V1).....	139
Tableau V. 20:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur terrasse(V1) .....	139
Tableau V. 21:Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire.....	141
Tableau V. 22:Cpe pour les toitures plates des bâtiments à base rectangulaire.....	141
Tableau V. 23:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le RDC (V2) .....	142
Tableau V. 24:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 1er étage (V2). ....	142
Tableau V. 25:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 2eme étage (V2).....	143
Tableau V. 26:Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 3eme étage (V2).....	143

Tableau V. 27: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 4eme étage (V2).....	143
Tableau V. 28: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 5eme étage (V2).....	143
Tableau V. 29: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 6eme étage (V2).....	144
Tableau V. 30: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 7eme étage (V2).....	144
Tableau V. 31: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur terrasse(V2). ....	144
Tableau V. 32: Valeurs de coefficient dynamique $C_d$ .....	150
Tableau V. 33: Valeurs de la force exercée par le vent $F_w$ sur (V1). ....	151
Tableau V. 34: Valeurs de la force exercée par le vent $F_w$ sur (V2). ....	151
Tableau V. 35: Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC. ....	152
Tableau V. 36: Valeurs des forces de pression extérieures sur la toiture. ....	152
Tableau V. 37: Valeurs des forces de pression intérieures sur les étages. ....	152
Tableau V. 38: Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture.....	153
Tableau V. 39: Valeurs des forces de frottement dans la direction V1. ....	153
Tableau V. 40: Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC. ....	153
Tableau V. 41: Valeurs des forces de pression extérieures sur la toiture. ....	154
Tableau V. 42: Valeurs des forces de pression intérieures sur les étages. ....	154
Tableau V. 43: Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture.....	154
Tableau V. 44: Valeurs des forces de frottement dans la direction V2. ....	155
Tableau VI. 1: Vérification de l'excentricité .....	163
Tableau VI. 2: Périodes et taux de participation. ....	163
Tableau VI. 3: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans le sens X-X.....	164
Tableau VI. 4: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans le sens Y-Y.....	164
Tableau VI. 5: Vérification à l'effet P- $\Delta$ (sens « X »). ....	165
Tableau VI. 6: Vérification à l'effet P- $\Delta$ (sens « Y »). ....	166
Tableau VI. 7: Vérification L'effort tranchant à la base. ....	166
Tableau VII. 1: Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux. ....	169
Tableau VII. 2: Les sollicitations défavorables du 1er genre: unités principale (t.m). ....	169
Tableau VII. 3: Les sollicitations défavorables du 2 <sup>eme</sup> genre: unités principale (t.m) .....	170
Tableau VII. 4: Récapitulatif du calcul de ferrailage des poteaux les plus sollicité. ....	174
Tableau VII. 5: Moments max des Poutres principales de rive. ....	177
Tableau VII. 6: Moments max des Poutres principales intermédiaires. ....	177
Tableau VII. 7: Moments max des Poutres secondaire de rive.....	178
Tableau VII. 8: Moments max des Poutres secondaire intermédiaires. ....	178
Tableau VII. 9: Vérification de la contrainte limite de béton. ....	181
Tableau VII. 10: Récapitulation du ferrailage des poutres de rive. ....	182
Tableau VII. 11: Récapitulation du ferrailage des poutres intermédiaires. ....	183
Tableau VII. 12 : Moments résistants dans les poteaux. ....	188
Tableau VII. 13: Vérification de la zone nodale. ....	189
Tableau VII. 14: Récapitulation de résultats de ferrailage obtenus. ....	195

Tableau. VIII. 1:Ferraillage des Voiles périphériques à l'ELU.....	201
Tableau. VIII. 2:Vérification des contraintes à l'ELS.....	202
Tableau. VIII. 3:Section de la semelle filante sens YY.....	205
Tableau. VIII. 4:Section des semelles dans le sens XX. ....	206
Tableau. VIII. 5:Ferraillage de la dalle du radier. ....	212
Tableau. VIII. 7:Sollicitation dans les nervures à selon les deux sens XX. ....	214
Tableau. VIII. 8:Sollicitation dans les nervures à selon les deux sens YY .....	215
Tableau. VIII. 9:ferraillage des nervures dans les deux sens.....	216
Tableau. VIII. 10:Vérification des contraintes à l'ELS.....	216

## NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service,
E.L.U	Etat Limite Ultime,
Cte	Valeur Constance,
$A_s$	Section D'aciers,
$A_s'$	Section D'aciers Comprimés,
$A_{max} , A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
$A_s$	Armatures Supérieures,
$A_t$	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
$B_r$	Section Réduite,
$B_o$	Section Homogène Totale,
$E_s$	Module D'élasticité,
$F_{bc}$	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
$I_o$	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
$M_a$	Moment Sur Appui,
$M_{Ser}$	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
$M_U$	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
$M_{oy}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $l_y$
$N_{Ser}$	Effort Normal De Service,
$N_u$	Effort Normal Ultime,
$P_{Ser}$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
$P_u$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
$V_u$	Effort Tranchant A L'.L.U,
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
$b_o$	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
$b_1$	Largeur d'une aile de tension en T,
D	hauteur utile d'une section,
$e_o$	Excentricité par rapport au centre de gravité
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la comprè- j- jours,

$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier,
$f_{ij}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à l'âge de jours,
$f_{t28}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 j,
$h$	Hauteur totale d'une section,
$h_0$	Hauteur d'une table de compression,
$i$	rayon de giration,
$l_a$	Portée d'ancrage,
$l_f$	hauteur de flambement,
$l_i$	Portée de travée,
$l_r$	Longueur de recouvrement,
$l_s$	Longueur de scellement,
$l_o$	Longueur fictive,
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence,
$S_t$	Espacement des armatures transversales,
$\epsilon_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
$\epsilon_s$	Allongement relatif des aciers tendus,
$\epsilon_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimés,
$\epsilon_{sl}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul ( $f_e / \gamma_s$ ),
$\Pi$	Coefficient de fissuration,
$\lambda$	Élancement géométrique,
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton,
$\nu$	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton,
$\sigma_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier,
$\tau_{su}$	Contrainte d'adhérence limite,
$\tau_u$	Contrainte tangentielle conventionnelle,
$\phi$	Diamètre d'une barre,
$\phi_l$	Diamètre d'une barre longitudinale,
$\phi_t$	Diamètre d'une barre transversale,
$\psi, \psi'$	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
$\psi_s$	Coefficient de scellement,

---

**III.1 Introduction:**

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destinée essentiellement à recevoir les actions variables d’exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Ils sont soit :

En corps-creux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent les corps-creux, l’ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.

**III.2 Etudes des poutrelles:**

**III.2.1 Pré-dimensionnement des poutrelles:**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d’inertie constante.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères : elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Si les poutres dans les deux sens ont une portée égale, alors on choisit le Sens ou on a plus d’appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

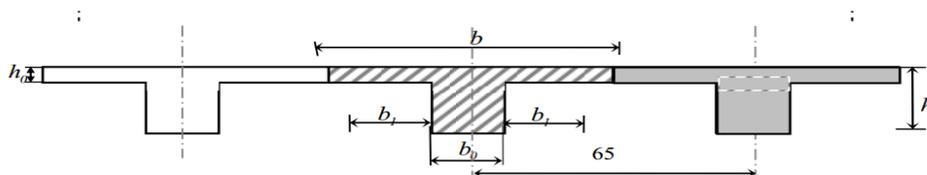
Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ( $Q \leq 5 \text{KN/m}^2$ ). La hauteur du plancher est **25cm** soit **(20+5) cm**.

Avec :  $\begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes. Hauteur du plancher : **ht=25 cm**, épaisseur de la nervure : **h0=5cm: b0=12cm**.

$$\frac{h_t}{3} \leq b_0 \leq \frac{h_t}{2} = 8.33 \leq b_0 \leq 12,5$$

on prend  $b_0 = 12 \text{ cm}$



**Figure III. 1:** Poutrelles d’un plancher en corps creux.

• Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:  $b=2b_1+b_0$  ..... (1)

La portée maximale est :  $L = 5.5m$  et  $l_1=65cm$ .

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \\ 30cm \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit :  $b_1 = 26.5cm$

Pour avoir  $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$

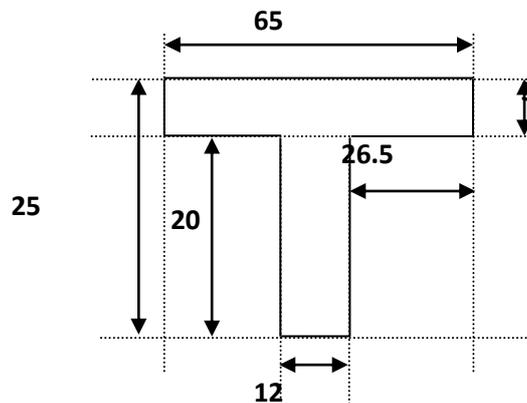


Figure III. 2:Dimensions d'une poutrelle

III.2.2 Les charges et les surcharges:

- Plancher de rez-de chaussé :  $G=5.6KN/m^2$  et  $Q=2.5KN/m^2$
- Plancher étage courant :  $G=5.46KN/m^2$  et  $Q=1.5KN/m^2$
- Plancher terrasse inaccessible :  $G=5.85KN/m^2$  et  $Q=1KN/m^2$

a- Terrasse :

- E.L.U:  $(1,35G + 1,5P) \times 0,65 = (1,35 \times 5850 + 1,5 \times 1000) \times 0,65 = 6108.3 \text{ N/ml}$ .
- E.L.S:  $(G + P) \times 0,65 = (5850 + 1000) \times 0,65 = 4452.5 \text{ N/ml}$ .

b- Étage courant :

- E.L.U:  $(1,35G + 1,5P) \times 0,65 = (1,35 \times 5460 + 1,5 \times 1500) \times 0,65 = 6253.65 \text{ N/ml}$ .
- E.L.S:  $(G + P) \times 0,65 = (5460 + 1500) \times 0,65 = 4524 \text{ N/ml}$ .

c- RDC

- E.L.U:  $(1,35G + 1,5P) \times 0,65 = (1,35 \times 5600 + 1,5 \times 2500) \times 0,65 = 7351.5 \text{ N/ml}$ .

•E.L.S:  $(G + P) \times 0,65 = (5600 + 2500) \times 0,65 = 5265 \text{ N/ml}$ .

Les différents types des poutrelles des étages courant et RDC sont résumés dans le tableau suivant:

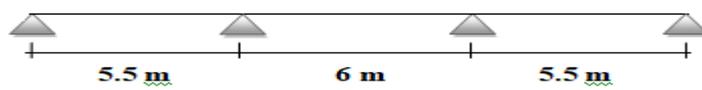
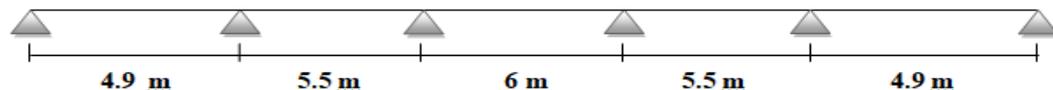
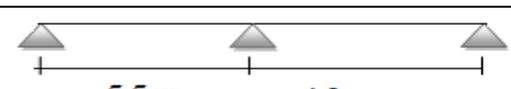
Types	Schémas statique des poutrelles pour les planchers des étages courants et RDC
Type1	
Type2	
Type3	

Tableau III. 1: Les different types de poutrelles.

III.2.3 Méthode de calcul:

Pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles on utilise les deux méthodes Suivantes :

- La méthode de Caquot.
- La méthode Forfaitaire

III.2.3.1 Domaine d’application de la méthode forfaitaire :

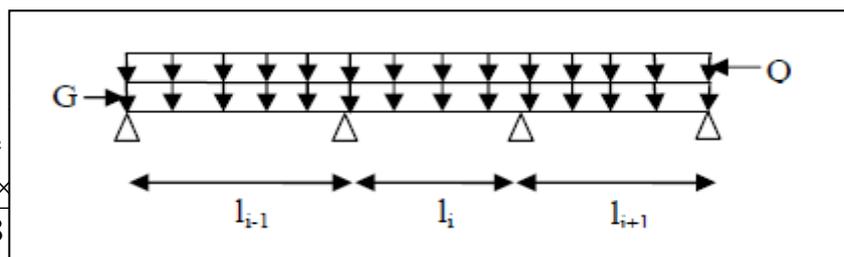
Le BAEL 91 (Art .B.6.210) propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

- Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$ ).
- Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq L_i / (L_{i+1}) \leq 1.25$ .
- Le moment d’inertie constant sur toutes les travées ( $I = \text{constant}$ ).
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

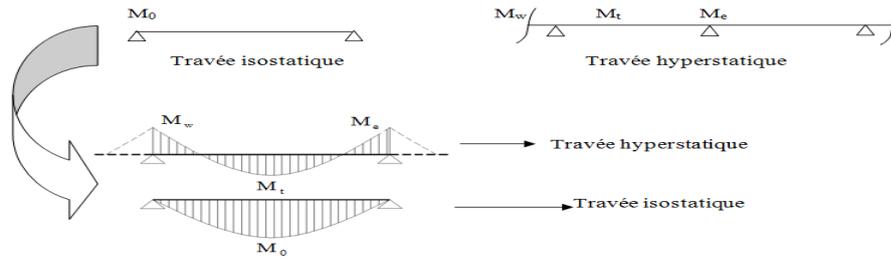
III.2.3.2

a- Les moments en appui et en travée s'expriment

" $M_0 = \frac{P_u \times l_i^2}{8}$



moments Fléchissant



Selon le BAEL 91, les valeurs de  $M_W$ ,  $M_t$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max [1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_W + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1+0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

$M_0$  : Le moment maximal dans la travée indépendante .

$M_t$  : Le moment maximal dans la travée étudiée .

$M_W$  : Le moment sur l'appui gauche de la travée .

$M_e$  : Le moment sur l'appui droit de la travée .

$\alpha$  :  $Q/(G + Q)$  Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes Et d'exploitations.

**b- Les moments aux appuis:**

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

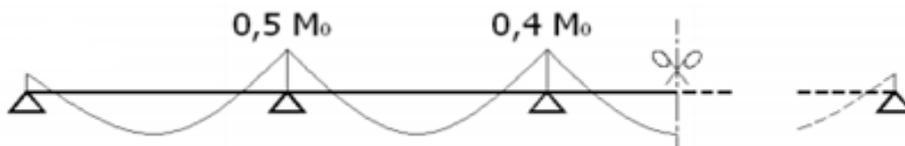
- Poutre contenue a deux travées :



- Poutre contenue a trois travées :



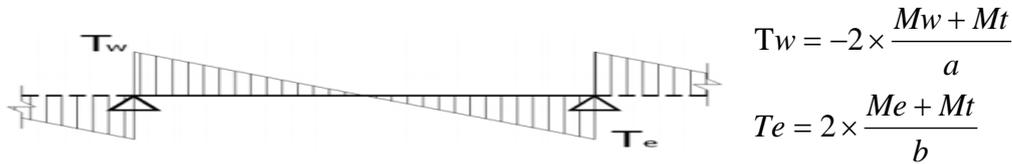
- Poutre contenue a plus de trois travées:



**c- Effort tranchant :**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :



**III.2.3.3 Domaine d'application de la méthode caquot**

(BAEL 91, modifier 99, art. B.6.2,221)

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharge élevées.

$Q > (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ . Mais la méthode Caquot s'applique aux poutres continues et aux planchers à surcharge modérées si l'une des conditions de la méthode Forfaitaire n'est pas vérifiées

**III.2.3.3.1 Principe de la méthode Caquot :**

**• Calcul des moments**

**a- Sur appuis :**

$$M_a = - \frac{P_w l_e'^3 + P_e l_w'^3}{8,5(l_e' + l_w')}$$

Avec  $l' = 0.8 \times l$  : Pour une travée intermédiaire  $l' = l$  : Pour une travée de rive.

$P_w$ ;  $P_e$  : Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.

**b- En travée:**

$$M(x) = M_0(x) + M_w \times (1 - \frac{x}{l}) + M_e \times \frac{x}{l}; M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x); x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{P_u \times l}$$

**c- Evaluation des efforts tranchants :**

$$v = \frac{P_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

**III.2.4 Exemple de calcul (Type 1 RDC) :**

Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de rez-de-chaussée.

Etude d'une poutrelle à 4 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1) :

a- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$

• **Plancher RDC :**

$G=5,6 KN/m^2, Q=2.5KN/m^2$

$Q=2,5 KN/m^2 < 2G=11,2 KN/m^2$ .....vérifiée

• **Plancher étage courant :**

$G=5,46 KN/m^2, Q=1.5KN/m^2$

$Q=1,5 KN/m^2 < 2G=10,92 KN/m^2$ .....vérifiée

• **Plancher terrasse :**

$G=5,85+3.85=9.7KN/m^2, Q=1KN/m^2$

$Q=1 KN/m^2 < 2G=19,4 KN/m^2$ .....vérifiée

L'inertie est constante I=cte.....vérifiée

Fissuration peu nuisible (F.P.N).

• **Plancher (RDC -7<sup>eme</sup> étage) :** (F.P.N)..... Vérifiée

• **Plancher terrasse (fissuration est préjudiciable).....** non vérifiée

Les portées successives :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 :

•  $0.8 \leq \frac{4.9}{5.5} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 0.89 \leq 1.25$ .....CV

•  $0.8 \leq \frac{6}{5.5} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.09 \leq 1.25$ .....CV

•  $0.8 \leq \frac{5.5}{6} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 0.91 \leq 1.25$ .....CV

•  $0.8 \leq \frac{4.9}{5.5} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 0.89 \leq 1.25$ .....CV

Type 2

•  $0.8 \leq \frac{5.5}{6} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 0.91 \leq 1.25$ .....CV

•  $0.8 \leq \frac{6}{5.5} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 0.89 \leq 1.25$ .....CV

Type 3

•  $0.8 \leq \frac{5.5}{4.9} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.12 \leq 1.25$ .....CV

Puisque la fissuration est préjudiciable au niveau de la terrasse on va utiliser la méthode de Caquot et pour les autres planchers la méthode forfaitaire est applicable.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour Le calcul.

**III.2.4.1 Calcul Des sollicitations à ELU et ELS :**

- **Plancher (RDC) :**

$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8}$	ELU(KN.m)	ELS(KN.m)
Première Travée	<b>27.8</b>	<b>19.908</b>
Deuxième travée	<b>33.08</b>	<b>23.639</b>
Troisième travée	<b>27.8</b>	<b>19.908</b>

**Tableau III. 2:** Résultats des moments isostatiques au niveau des différentes travées.

Appuis		1	2	3	4
Coefficient $\alpha$		0	0,5	0,5	0
Moment $\beta.M_0$	ELU	0	16.541	16.541	0
	ELS	0	11.846	11.846	0

**Tableau III. 3:** Résultats des moments isostatiques au niveau d'appuis.

**III.2.4.2 Calcul des moments en travées:**

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - (M_W + M_e)/2$$

Mt<sub>1</sub>(ELU)=22.096 KN.m , Mt<sub>2</sub>(ELU)=19.598 KN.m , Mt<sub>3</sub>(ELU)=22.096 KN.m  
 Mt<sub>1</sub>(ELS)=15.825 KN.m , Mt<sub>2</sub>(ELS)=14.035 KN.m , Mt<sub>3</sub>(ELS)=15.825 KN.m

- **Calcul des moments intermédiaire :**

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

Mt<sub>2</sub>(ELU)=18.069 KN.m

Mt<sub>2</sub>(ELS)=12.941 KN.m

- **Calcul des moments de rives :**

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

Mt<sub>1</sub>(ELU)=17.963 KN.m , Mt<sub>3</sub>(ELU)=17.963 KN.m

Mt<sub>1</sub>(ELS)=12.865 KN.m , Mt<sub>3</sub>(ELS)=12.865 KN.m

- **Moments max en travées :**

**Travée 1 :**

Mt<sub>1</sub>(ELU)=MAX (22.096 17.963)=22.096 KN.m

Mt<sub>1</sub>(ELS)=MAX (15.825, 12.865)=15.825 KN.m

**Travée 2 :**

Mt<sub>2</sub>(ELU)=MAX (19.598, 18.069)=19.598 KN.m

Mt<sub>2</sub>(ELS)=MAX (14.035, 12.941)=14.035 KN.m

**Travée 3 :**

$$M_{t3}(ELU) = \text{MAX} (22.096, 17.963) = 22.096 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3}(ELS) = \text{MAX} (15.825, 12.865) = 15.825 \text{ KN.m}$$

**III.2.4.3 Calcul effort tranchant :**

**Abscisse a et b:**

$$a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Me + Mt}{Mw + Mt}}} = 5.5 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{16.541 + 22.096}{0 + 22.096}}} = 2.368$$

$$b = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Mw + Mt}{Me + Mt}}} = 5.5 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0 + 22.096}{16.541 + 22.096}}} = 3.132$$

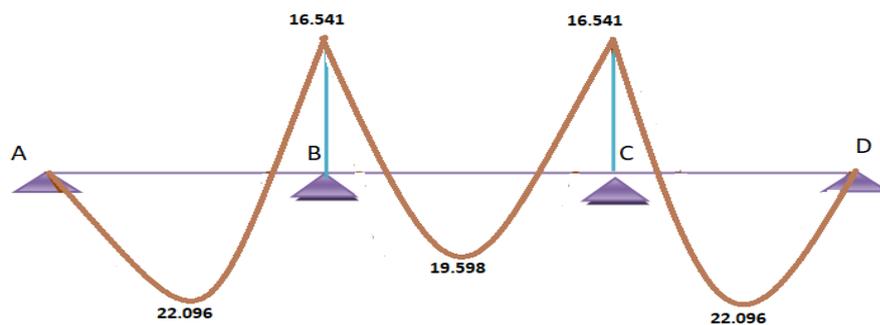
$$V_w = -2 \times \frac{Mw + Mt}{a} = -2 \times \left( \frac{0 + 22.096}{2.368} \right) = -18.660 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \times \frac{Me + Mt}{b} = 2 \times \left( \frac{16.541 + 22.096}{3.132} \right) = 24.675 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	1		2		3	
a(ELU)	2.368		3.000		3.132	
b(ELU)	3.132		3.000		2.368	
T (ELU)	-18.660	24.675	-24.092	24.092	-24.675	18.660
T(ELS)	-13.364	17.671	-17.254	17.254	-17.671	13.364

**Tableau III. 4 :** Résultats de calculs efforts tranchants à l'ELU et ELS.



**Figure III. 3:** Diagramme des moments fléchissant M [KN.m].

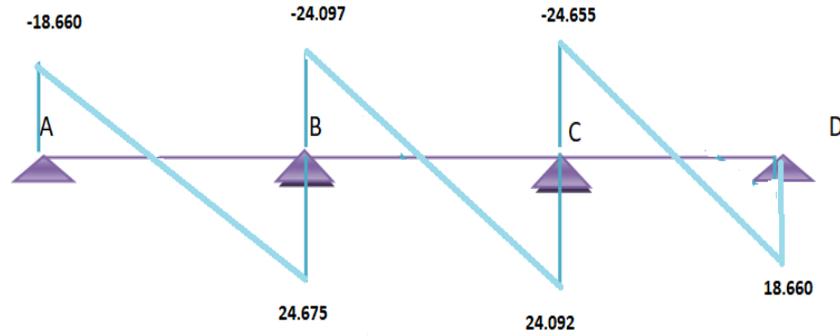


Figure III. 4: Diagramme des efforts tranchants.

Type 2										
Travée	1		2		3		4		5	
L(m)	4.9		5.5		6		5.5		4.9	
G	5.6		5.6		5.6		5.6		5.6	
Q	2.5		2.5		2.5		2.5		2.5	
p(ELU)	7.352		7.352		7.352		7.352		7.352	
p(ELS)	5.265		5.265		5.265		5.265		5.265	
M0(ELU)	22.064		27.798		33.082		27.798		22.064	
M0(ELs)	15.802		19.908		23.693		19.908		15.802	
Appui	1	2		3		4		5		6
Coef	0	0.5		0.4		0.4		0.5		0
Ma(ELU)	0	13.899		13.233		13.233		13.899		0
Ma(ELs)	0	9.954		9.477		9.477		9.954		0
Mt(ELU)	17.153		16.801		22.906		16.801		17.153	
Mt(ELs)	12.389		12.164		16.561		12.164		12.389	
Mt rive(ELU)	14.258								14.258	
Mt rive (ELs)	10.211								10.211	
Mt <sub>int</sub> (ELU)			15.183		18.069		15.183			
Mt <sub>int</sub> (ELs)			10.940		13.019		10.940			
MT (ELU)	17.153		16.801		22.906		16.801		17.153	
MT (ELs)	12.389		12.164		16.561		12.164		12.389	
a(ELU)	2.09		2.35		2.66		2.34		2.45	
b(ELU)	2.81		3.15		3.34		3.16		2.45	
T (ELU)	-	22.09	-	19.08	-	21.63	-	19.42	-19.42	14.00
	16.42		26.08		27.17		25.68			
T(ELs)	-11.8	15.91	-18.7	13.76	-19.5	15.60	-18.4	14.00	-14.00	10.11

Tableau III. 5: Résultats de calculs des sollicitations à l'ELU et ELS.

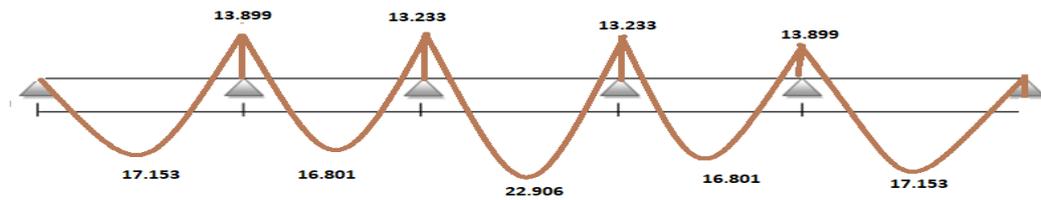


Figure III. 5: Diagramme des Moment fléchissant a ELU.

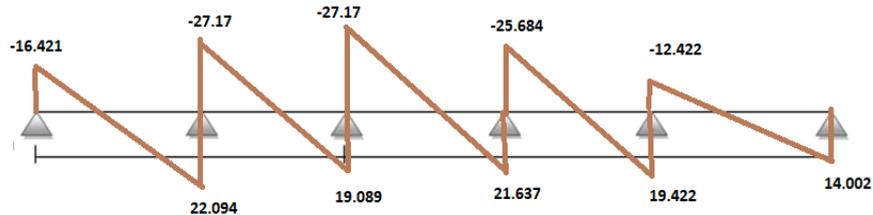


Figure III. 6: Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Type3				
Travée	1		2	
L(m)	4.9		5.5	
G	5.6		5.6	
Q	2.5		2.5	
p(ELU)	7.352		7.352	
p(ELS)	5.265		5.265	
M0(ELU)	22.064		27.798	
M0(ELs)	15.802		19.908	
Appui	1	2		3
Coef	0	0.6		0
Ma(ELU)	0	16.679		0
Ma(ELs)	0	11.945		0
Mt(ELU)	15.763		30.366	
<sup>2</sup> Mt(ELs)	11.289		21.748	
Mt rive (ELU)	14.258		17.963	
Mt rive (ELS)	10.211		12.865	
MT (ELU)	15.763		30.366	
MT (ELS)	11.289		21.748	
a(ELU)	2.013		3.050	
a(ELS)	2.013		3.050	
b(ELU)	2.887		2.450	
b(ELS)	2.887		2.450	
T (ELU)	-15.664	22.472	-30.852	24.787
T (ELS)	-11.218	16.094	-22.095	17.752

Tableau III. 6 : Résultats de calculs des sollicitations à l'ELU et ELS.

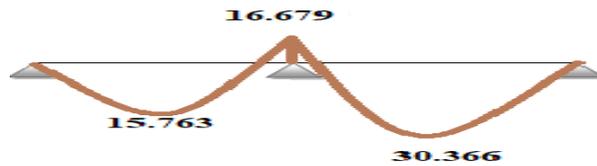


Figure III. 7:Diagramme des moments fléchissant (ELU) [KN.m].

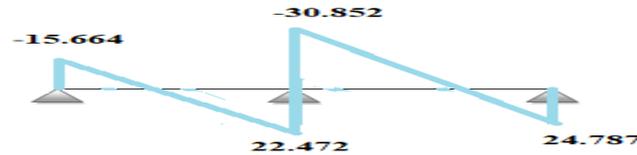


Figure III. 8:Diagramme des efforts tranchants (ELU).

•Plancher étage courant :

Tous les résultats de calcul des sollicitations pour les planchers d'étage courant sont résumés dans les tableaux suivants :

Type1						
Travée	1		2		3	
L(m)	5.5		6		5.5	
G	5.46		5.46		5.46	
Q	1.5		1.5		1.5	
p(ELU)	6.254		6.254		6.254	
p(ELS)	4.524		4.524		4.524	
M0(ELU)	23.647		28.141		23.647	
M0(ELs)	17.106		20.358		17.106	
Appui	1	2		3		4
Coef	0	0.5		0.5		0
Ma(ELU)	0	14.071		14.071		0
Ma(ELs)	0	10.179		10.179		0
Mt(ELU)	18.136		15.886		18.136	
Mt(ELs)	13.120		11.492		13.120	
Mt rive (ELU)	14.951				14.951	
Mt rive (ELS)	10.816				10.816	
Mt <sub>int</sub> (ELU)			14.978			
Mt <sub>int</sub> (ELs)			10.836			
MT (ELU)	18.136		15.886		18.136	
MT (ELS)	13.120		11.492		13.120	
a(ELU)	2.358		3.000		3.142	
b(ELU)	3.142		3.000		2.358	
V (ELU)	-15.384	20.500	-19.971	19.971	-20.500	15.384

Tableau III. 7:Résultats de calculs des sollicitations à l'ELU et ELS type1 .

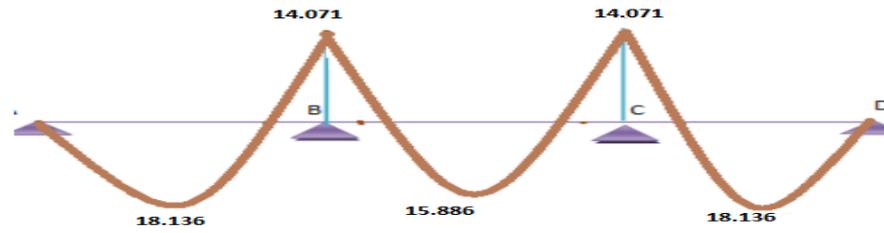


Figure III. 9: Diagramme des moments fléchissant type 1 (ELU) [KN.m]

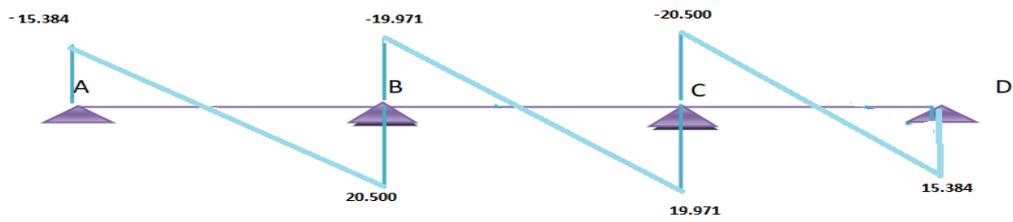


Figure III. 10: Diagramme des efforts tranchants type 1(ELU)

Type2										
Travée	1		2		3		4		5	
L(m)	4.9		5.5		6		5.5		4.9	
G	5.46		5.46		5.46		5.46		5.46	
Q	1.5		1.5		1.5		1.5		1.5	
p(ELU)	6.254		6.254		6.254		6.254		6.254	
p(ELS)	4.524		4.524		4.524		4.524		4.524	
M0(ELU)	18.769		23.647		28.141		23.647		18.769	
M0(ELs)	13.578		17.106		20.358		17.106		13.578	
appui	1	2		3		4		5		6
coef	0	0.5		0.4		0.4		0.5		0
Ma(ELU)	0	11.823		11.257		11.257		11.823		0
Ma(ELs)	0	8.553		8.143		8.143		8.553		0
Mt(ELU)	14.068		13.632		18.700		13.632		14.068	
Mt(ELs)	10.177		9.862		13.528		9.862		10.177	
Mt riv (ELU)	11.867								11.867	
Mt rive(ELs)	8.584								8.584	
Mt int (ELU)			12.586		14.978		12.586			
Mt int(ELs)			9.105		10.836		9.105			
MT(EL)	14.068		13.632		18.700		13.632		14.068	
MT(ELs)	10.177		9.862		13.528		9.862		10.177	
A	2.08		2.34		2.65		2.32		2.45	
B	2.81		3.16		3.35		3.18		2.45	
T(ELU)	-13.53	18.3	-21.7	15.7	-	17.87	-	16.03	-16.0	11.48
T (ELs)	-9.789	13.2	-15.7	11.39	-16.36	12.93	-	11.59	-11.5	8.30

Tableau III. 8: Résultats de calculs des sollicitations à l'ELU et ELS type 2.

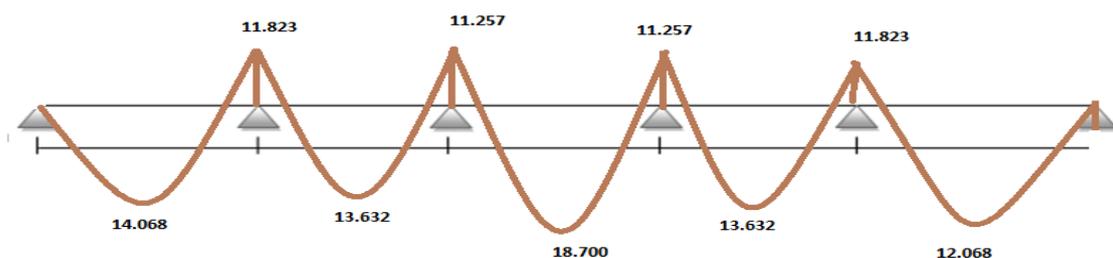


Figure III. 11: Diagramme des moments fléchissant type 2, (ELU) [KN.m]

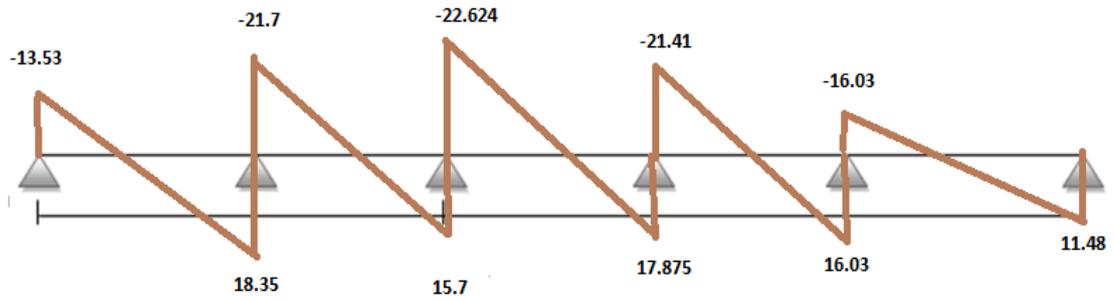


Figure III. 12:Diagramme des efforts tranchants type 2(ELU).

Type3				
Travée	1		2	
L(m)	4.9		5.5	
G	5.46		5.46	
Q	1.5		1.5	
p(ELU)	6.254		6.254	
p(ELS)	4.524		4.524	
M0(ELU)	18.769		23.647	
M0(ELs)	13.578		17.106	
appui	1	2		3
coef	0	0.6		0
Ma(ELU)	0	14.188		0
Ma(ELs)	0	10.264		0
Mt(ELU)	12.885		18.078	
Mt(ELs)	9.322		13.078	
Mt rive (ELU)	11.867		14.951	
Mt rive (ELS)	8.584		10.816	
MT(ELU)	12.885		18.078	
MT(ELs)	9.322		13.078	
A	2.000		3.146	
B	2.900		2.354	
V (ELU)	-12.883	18.674	-20.515	15.356
v (ELS)	-9.320	13.509	-14.841	11.109

Tableau III. 9:Résultats de calculs des sollicitations à l'ELU et ELS type 3.

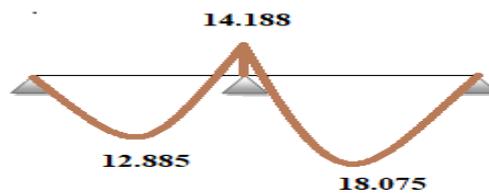


Figure III. 13:Diagramme des moments fléchissant Type 3, (ELU) [KN.m].

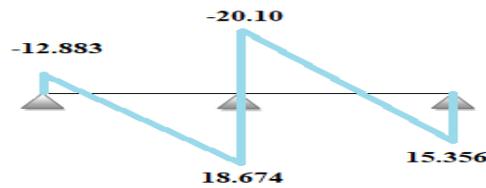


Figure III. 14: Diagramme des efforts tranchants type 3(ELU).

Exemple de calcul plancher terrasse inaccessible :

- Les charges et les surcharges à ELU et ELS :

Destination	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
Terrasse inaccessible	5.85	1	9.3975	6.85

Tableau III. 10: Charge et surcharge à l'ELU et ELS du plancher terrasse.

$$P(\text{ELU}) = (9.3975) \times 0.65 = 6.1083$$

$$P(\text{ELS}) = (6.85) \times 0.65 = 4.4525$$

- Les sollicitations :

Type1 :

- Calcul des moments en appui :

- Appui 1

$$M_{a1} = 0$$

- Appui 2

$$M_{a2} = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_e' + l_w')} = \frac{6.1083 \times 5.5^3 + 6.1083 \times 4.8^3}{8.5(5.5 + 4.8)} = -19.323 \text{ KN.m}$$

- Appui 3

$$M_{a3} = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_e' + l_w')} = \frac{6.1083 \times 4.8^3 + 6.1083 \times 5.5^3}{8.5(4.8 + 5.5)} = -19.323 \text{ KN.m}$$

$$dt_1 = \frac{M_{a2} - M_{a1}}{l_1} = \frac{-19.323 - 0}{5.5} = -3.513 \text{ KN.m}$$

$$dt_2 = \frac{M_{a2} - M_{a1}}{l_1} = \frac{-19.323 + 19.323}{6} = 0 \text{ m}$$

$$dt_2 = \frac{M_{a2} - M_{a1}}{l_1} = \frac{-0 + 19.323}{5.5} = 3.513 \text{ KN.m}$$

- Calcul effort tranchant :

$$T_w = \frac{Pu \times l}{2} + dt$$

$$T_e = -\frac{Pu \times l}{2} + dt$$

$$T_{w1} = \frac{6.108 \times 5.5}{2} - 3,513 = 13.284Kn$$

$$T_{e1} = -\frac{6.108 \times 5.5}{2} - 3.513 = -20.31Kn$$

$$T_{w1} = \frac{6.108 \times 6}{2} - 0 = 18.324Kn$$

$$T_{e2} = -\frac{6.108 \times 6}{2} - 0 = -18.324Kn$$

$$T_{w3} = \frac{6.108 \times 5.5}{2} + 3,513 = 20.31Kn$$

$$T_{w3} = -\frac{6.108 \times 5.5}{2} + 3,513 = -13.284Kn$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

$$M_t = \frac{T_w^2}{2 \times p} + Ma$$

$$M_{t1} = \frac{13.284^2}{2 \times 6.108} + 0 = 14.44KN.m$$

$$M_{t2} = \frac{18.325^2}{2 \times 6.108} - 19.324 = 8.165KN.m$$

$$M_{t3} = \frac{20.311^2}{2 \times 6.108} - 19.324 = 14.44KN.m$$

Les résultats des calculs à L'ELU et ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

<b>Type 1</b>
---------------

Appuis	1	2	3	4
Travée	1		2	3
L	5.5		6	5.5
L'=0.8L	5.5		4.8	5.5
G	3.8025		3.8025	3.8025
Q	0.65		0.65	0.65
Pu(ELU)	6.108		6.108	6.108
Ps(ELS)	4.4525		4.4525	4.4525
Ma(ELU)	0	-19.324	-19.324	0
dt=(Mb-Ma)/L	-3.513		0	3.513
Va(+)	13.285		18.325	20.311
Va(-)	-20.311		-18.325	-13.285
Mt	14.446		8.164	14.446
Ma(ELS)	0	-14.086	-14.086	0
dt(ELS)	-2.561		0	2.5610
Va(+) ELS	9.683		13.358	14.805
Va(-) ELS	-14.805		-13.358	-9.683
Mt ELS	10.530		5.951	10.530

Tableau III. 9: Résultats de calculs des sollicitations du plancher terrasse type 1 à l'ELU et ELS.

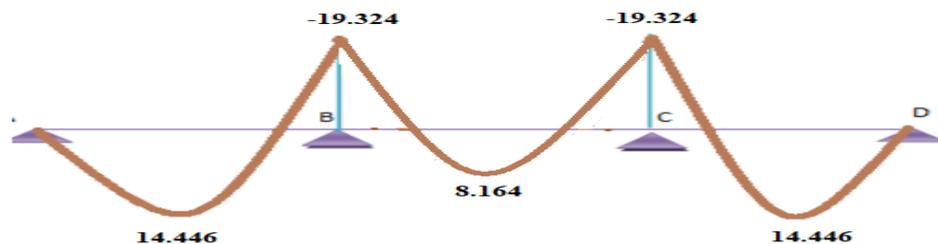


Figure III. 15: Diagramme des moments fléchissant plancher terrasse type 1, (ELU) [KN.m].

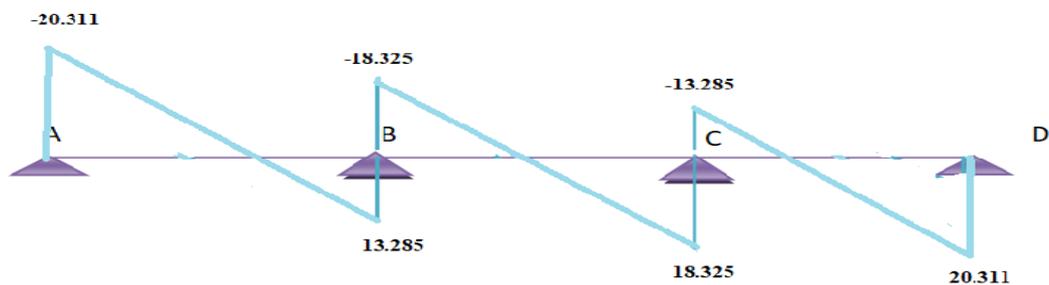


Figure III. 16: Diagramme des efforts tranchants plancher terrasse type 1 a (ELU).

Type 2				
Appuis	1	2	3	

Travée	1	2
L	5.4	4.7
L'=0.8L	5.4	3.76
G	3.8025	3.8025
Q	0.65	0.65
Pu(ELU)	6.108	6.108
Ps(ELS)	4.4525	4.4525
Ma	0	-16.524
dt=(Mb-Ma)/L	-3.060	3.516
Va(+)	13.433	17.870
Va(-)	-19.553	-10.839
Mt	14.770	9.617
Ma(ELS)	0	-12.045
dt(ELS)	-2.230	2.5627
Va(+) ELS	9.791	13.026
Va(-) ELS	-14.252	-7.901
Mt ELS	10.766	7.010

Tableau III. 10: Résultats de calculs des sollicitations plancher terrasse type 2 à l'ELU et ELS.

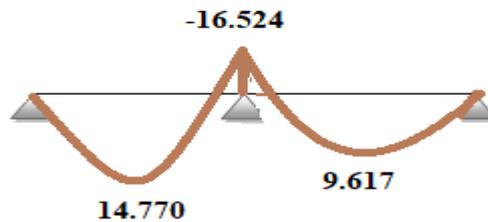


Figure III. 17: Diagramme des moments fléchissant plancher terrasse type 2, (ELU) [KN.m].

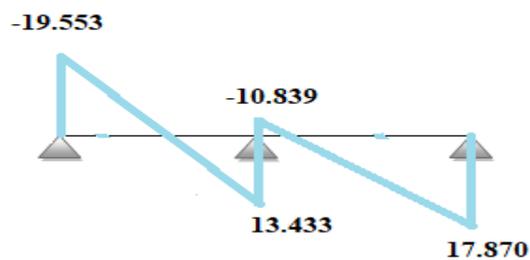


Figure III. 18: Diagramme des efforts tranchants plancher terrasse type 2 (ELU).

Les valeurs des sollicitations maximales pour tous les planchers sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	ELU			ELS		
	$M_a$ (max)	$M_t$ (max)	$T$ (max)	$M_a$ (max)	$M_t$ (max)	$T$ (max)
RDC	-16.679	30.366	-30.852	11.945	21.748	-22.095
Etages courants	14.188	18.136	-22.624	10.264	13.120	-16.36
Terrasse	-19.324	14.770	-20.311	-14.086	10.530	14.805

Tableau III. 11: Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux.

### III.2.5 Ferrailage :

#### III.2.5.1 Exemple de calcul rez-de-chaussée :

• E.L.U :

Les sollicitations maximales :

$$M_{a(max)} = 16.679 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 30.366 \text{ KN.m}$$

$$T_{(max)} = -30.852 \text{ KN}$$

$M_{tab}$  : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si  $M_{tab} < M^{max}$  : la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si  $M_{tab} > M^{max}$  : la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h)$ .

❖ En travée :

• Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE500 \\ fc28 = 25 \text{ MPa} \\ ft28 = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 435 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa.} \quad ; \quad b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9h = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } M_{tab} = 14,20 \times 650 \times 50 \times \left( 22.5 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 92300 \text{ N.m}$$

$$M_{tab} = 92300 \text{ N.m} > M_t^{max} = 30366 \text{ N.m.}$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension :  $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{30366}{65 \times (22.5)^2 \times 14,20} = 0,064 < \mu_l = 0,372 \text{ (acier FeE500)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,082$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,96$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30366}{0,96 \times 22.5 \times 435} = 3.23 \text{ cm}^2$$

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 3.23 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12  $\longrightarrow$   $A = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ **En appui :**

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 25) \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{16679}{12 \times (22.5)^2 \times 14,20} = 0,193 < \mu_l = 0.372 \text{ (acier FeE500)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,27$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,891$$

$$\beta = 0,891$$

$$A = \frac{16679}{0,891 \cdot 22.5 \cdot 435} = 1.91 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 22.5 \cdot \frac{2,1}{500} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{min}} , A_{\text{cal}}) = 1,91 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12  $\longrightarrow$   $A = 2,26 \text{ cm}^2$

• Vérifications à ELU:

Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :

$$V_u = -30.852 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{30.852 \times 10}{12 \times 22.5} = 1.14 \text{ MPa.}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Art A.5.1, 211 BAEL91  $\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Ferrailage transversal :

Diamètre des armatures transversales : art. A.7.2.2 / BAEL91

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l \min} \right\}$$

$\phi_{l \min}$  : Diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\phi_{l \min} = 10 \text{ mm}$ )

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{250}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} = 7.14$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  on adopte **2Ø6 = 0,57 cm<sup>2</sup>**.

• Calcul de l'espacement :

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions

Suivants : art. A.5.1.22 / BAEL91

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0.9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} K$$

K = 1  $\Rightarrow$  flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$  (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 0.9 \times f_e \times \frac{A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \\ S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{array} \right.$$

On obtient

$$\begin{cases} S_t \leq 0.9 \times 500 \times \frac{0.57}{12(1.14 - 0.3 \times 2.1)} = 41.19 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0.9 \times 22.5; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0.57 \times 500}{0.4 \times 12} = 59.37 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

**• Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis.**

Art : A. 5 .1 .313/ BAEL91

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 20.25 \times 12 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 162 \text{ KN}$$

$$V_u = 30.852 \leq 162 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Cv}$$

**• Influence de l'effort tranchant sur les armatures inferieurs.**

Art : A.5.1,321/ BAEL91

**Au niveau de l'appui intermédiaire :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{500} \left[ 30.852 + \frac{16.679 \times 10^2}{0.9 \times 22.5} \right] = 0.26 \text{ cm}^2 > 0$$

**Au niveau de l'appui de rive : on a  $M_u=0$ .**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} [V_u]$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{500} [30.852] = 0.070 > 0$$

**• Vérification de liaison de table de compression à la nervure.**

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9.b.d.h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_1}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{30.852 \times 26.5 \times 10}{0.9 \times 65 \times 22.5 \times 5} = 1.24 \text{ Mpa} \leq \frac{0.2 \times 2.1}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Vérification à l'état limite de service E.L.S.

Sollicitations à ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{\max}} = 21.748 \text{ KN.m} \\ M_{a_{\max}} = 11.945 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Sur appuis

Moment service	$M_{ser}$	11.945KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{65} = 0,782 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,782 \times 22.5 = 35.19 \text{ cm}^2$ $Y = -0,782 + \sqrt{0,782^2 + 35.19} = 5.20 \text{ cm}$	5.20cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (65.(5.20)^3/3) + 15 \times 3.39(22.5 - 5.20)^2 = 18265.4 \text{ cm}^4$	18265.4cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{11.945 \times 10^3}{18265.4}$	0.65Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,65 \times 5.20$	3.38 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.65(22.5 - 5.20)$	168.67 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.38 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	168.67 < 202

Tableau III. 12: Vérification a l'état limite de service ELS (appuis)

✓ En travées

Moment service	$M_{ser}$	21.748 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{65} = 0,782 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,782 \times 22.5 = 35.19 \text{ cm}^2$ $Y = -0.782 + \sqrt{0,782^2 + 35.19} = 5.20 \text{ cm}$	5.20cm

<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (65 \cdot (5.20)^3 / 3) + 15 \times 3.39(22.5 - 5.20)^2 = 18265.4 \text{cm}^4$	18265.4cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{21.748 \times 10^3}{18265.4}$	1.19Mpa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot y \quad \sigma_b = 1.19 \times 5.20$	6.19 MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b> A – 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	6.19 < 15 vérifiée

Tableau III. 13:Vérification a l'état limite de service ELS (travées).

Poutrelle		M (Kn.M)	μ <sub>ab</sub>	A <sub>calcul</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adoptif</sub>	Ferrailage Longitudinal e	Ferrailage transversale
<b>RDC</b>	Appui	-16.678	0.064	1.91	0.26	2.26	2T12	2Ø6=0.57
	Travée	30.366	0.193	3.23	1.41	3.39	3T12	2Ø6=0.57
<b>Etage cour</b>	Appui	-14.188	0.030	1.47	0.26	2.26	2T12	2Ø6=0.57
	Travée	18.136	0.038	1.89	1.41	3.39	3T12	2Ø6=0.57
<b>Terra</b>	Appui	-19.324	0.041	2.01	0.26	2.26	2T12	2Ø6=0.57
	travée	14.770	0.031	1.53	1.41	3.39	3T12	2Ø6=0.57

Tableau III. 14:Récapitulatif du ferrailage des poutrelles à l'ELU dans les différents planchers.

• **Verifications à l'ELU:**

✓ **Verification au cisaillement:**

Puisque la fissuration dans la terrasse est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right\}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Plancher	$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b}$	$\bar{\tau}_u$	Observation
<b>Rez-de-chaussée</b> $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5Mpa \right\}$	1.14	3.33	Vérifier
<b>Etage courant</b> $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5Mpa \right\}$	0.83	3.33	Vérifier
<b>Terrasse (fissuration préjudiciable)</b> $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa \right\}$	0.76	2.5	Vérifier

Tableau III. 15 : Vérification au cisaillement au niveau des différents étages.

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inferieurs. Art: A.5.1,321/ BAEL91

	Appui de rive	Appui intermédiaire	Vérification de liaison
Etage courant	$A_s \geq \frac{1.15}{500} [16.38] = 0.03 > 0$	$A_s = 0.18 > 0$	$b_1 = \frac{b - b_1}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5cm$ $\tau_u = \frac{13.20 \times 26.5 \times 10}{0.9 \times 65 \times 22.5 \times 5}$ $= 0.53Mpa \leq \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33Mpa.....cv$
Terrasse	$A_s \geq \frac{1.15}{500} [10.530] = 0.02 > 0$	$= 0.27 > 0$	$b_1 = \frac{b - b_1}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5cm$ $\tau_u = \frac{21.748 \times 26.5 \times 10}{0.9 \times 65 \times 22.5 \times 5}$ $= 0.87Mpa \leq \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5Mpa.....cv$

Tableau III. 16: Influence de l'effort tranchant sur les armatures inferieurs.

Vérification à l'état limite de service E.L.S pour plancher étage courant et plancher terrasse :

✓ Les moments en services (ELS) :

	Moment en appui	Moment au travée
Etage courant	10.264	13.20

Terrasse	14.945	22.748
----------	--------	--------

Tableau III. 17 : Moments planchers terrassement et étage courant a ELS.

- ✓ Étage courant :
- ✓ Sur appuis :

Moment service	$M_{ser}$	10.264KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{65} = 0,782cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,782 \times 22.5 = 35.19cm^2$ $Y = -0,782 + \sqrt{0,782^2 + 35.19} = 5.20cm$	5.20cm
Moment d'inertie	$I = 18265.4cm^4$	18265.4cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0.56Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,56 \times 5.20$	2.92MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.56(22.5 - 5.20)$	145.32 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2.92 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	145.32 < 202

Tableau III. 18: Vérification a l'état limite de service ELS étage courant (appuis).

- ✓ En travée :

Moment service	$M_{ser}$	13.20 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{65} = 0,782cm$	5.20cm

	$E = 2.D.d = 2 \times 0,782 \times 22.5 = 35.19 \text{cm}^2$ $Y = -0.782 + \sqrt{0,782^2 + 35.19} = 5.20 \text{cm}$	
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (65.(5.20)^3/3) + 15 \times 3.39(22.5 - 5.20)^2 = 18265.4 \text{cm}^4$	18265.4cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{13.20 \times 10^3}{18265.4}$	0.72Mpa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0.72 \times 5.20$	3.74 MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.72(22.5 - 5.20)$	186.84MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28}$	3.74 < 15 vérifiée
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	186.84 < 202
<b>Vérification de la fleche</b>	$f_{e_a} = l/500$ flèche admissible $f_e = (M_{max} \cdot l^2) / 9.6 \cdot E \cdot I$ $f_{e_a} = 6/500 = 1.2 \text{cm}$ $f_e = (0.01320 \cdot 6^2) / 9.6 \cdot 1.82 \cdot 10^4 \cdot 32164 = 0.008 \text{cm}$ .	0.008cm ≤ 1.2cm verifier

Tableau III. 19: Vérification a l'état limite de service ELS étage courant (travée).

• Plancher terrasse :

✓ Sur appui

<b>Moment service</b>	<b>M<sub>ser</sub></b>	<b>14.945KN.m</b>
	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$	

<b>Position de l'axe neutre</b>	$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{65} = 0,782 \text{cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,782 \times 22.5 = 35.19 \text{cm}^2$ $Y = -0,782 + \sqrt{0,782^2 + 35.19} = 5.20 \text{cm}$	5.20cm
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (65.(5.20)^3/3) + 15 \times 3.39(22.5 - 5.20)^2 = 18265.4 \text{cm}^4$	18265.4cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{14.9454 \times 10^3}{18265.4}$	0.81Mpa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,81 \times 5.20$	4.21MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.81(22.5 - 5.20)$	210.19 MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton A – 4.5.2 BAEL91</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	4.25 < 15 vérifiée
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	201.19 < 202

Tableau III. 20: Vérification à l'état limite de service ELS plancher terrasse (appuis).

✓ En travée :

<b>Moment service</b>	<b>M<sub>ser</sub></b>	<b>21.748 KN.m</b>
	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$	

<b>Position de l'axe neutre</b>	$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{65} = 0,782cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,782 \times 22.5 = 35.19cm^2$ $Y = -0.782 + \sqrt{0,782^2 + 35.19} = 5.20cm$	5.20cm
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (65.(5.20)^3/3) + 15 \times 3.39(22.5-5.20)^2 = 18265.4cm^4$	18265.4cm <sup>4</sup>
<b>Coefficient</b>	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{21.748 \times 10^3}{18265.4}$	1.19Mpa/cm
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 1.19 \times 5.20$	6.18 MPa
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 1.19(22.5 - 5.20)$	200.5MPa
<b>Vérification de contrainte dans le béton A – 4.5.2 BAEL91</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	6.18 < 15 vérifiée
<b>Vérification contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	200.5 < 202
<b>Vérification de la flèche</b>	$f_{e,a} = l/500 \text{ flèche admissible}$ $f_e = (M_{max} \cdot l^2) / 9.6 \cdot E \cdot I$ $f_{e,a} = 6/500 = 1.2cm$ $f_e = (0.021748 \cdot 6^2) / 9.6 \cdot 1.82 \cdot 10^4 \cdot 32164 = 0.013cm.$	0.013cm ≤ 1.2cm verifier

Tableau III. 21: Vérification a l'état limite de service ELS plancher terrasse (en travée).

✓ Ferrailage de poutrelle :

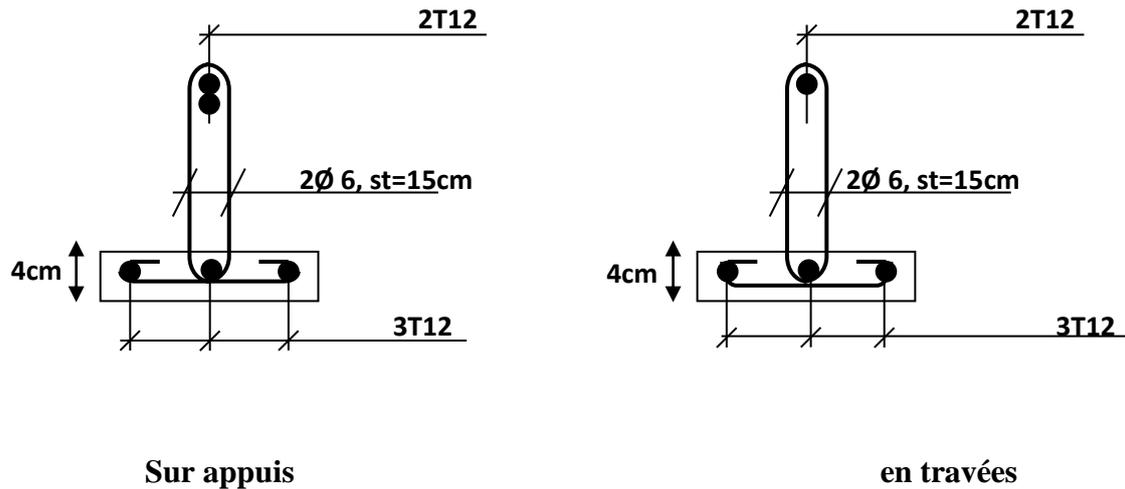


Figure III. 19: Ferrailage de poutrelle

✓ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferrailage est en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisée notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
  - **20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.**
  - **30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.**

Si:

$$50\text{cm} \leq L1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A1 = 4 \times \frac{L1}{fe} \dots\dots (\text{avec } L1 \text{ en cm})$$

$$L1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A1 = \times \frac{200}{fe} \dots\dots (\text{avec } L1 \text{ en cm})$$

Avec : L1 : distance entre l'axe des poutrelles (L1=60 cm).

A1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A2 = \times \frac{A1}{2}$$

Fe= 520 MPa 'quadrillage de T.S.TIE 520.

$$\text{On a: } L1=65 \text{ cm} \Rightarrow A1 = 4 \times \frac{65}{520} = 0.5\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$5T6 \Rightarrow A1 = 1.41\text{cm}^2$$

$$St = 100 / 5 = 20\text{cm}$$

**Armature de repartition:**

$$A_2 = \frac{A_1}{4} = 0.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5T6  $\Rightarrow A_2 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $s_t = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

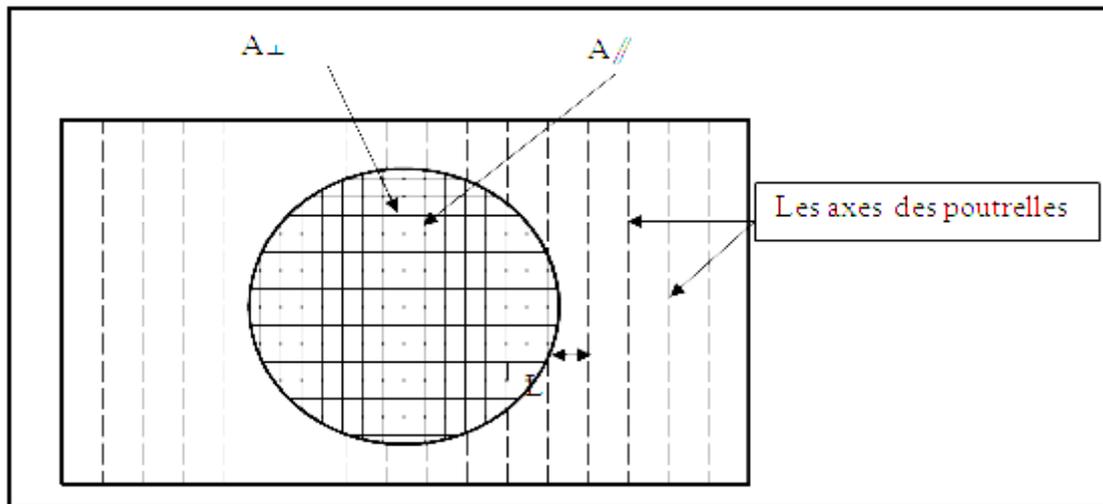


Figure III. 20: Ferrailage de la dalle de compression.

### III.3 Étude des dalles pleines :

#### III.3.1 Définition de la dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif. Cette dernière peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console

Nous allons étudier un plancher constitué d'une dalle continue de 0,15 m d'épaisseur, appuyée sur des portiques en béton armé

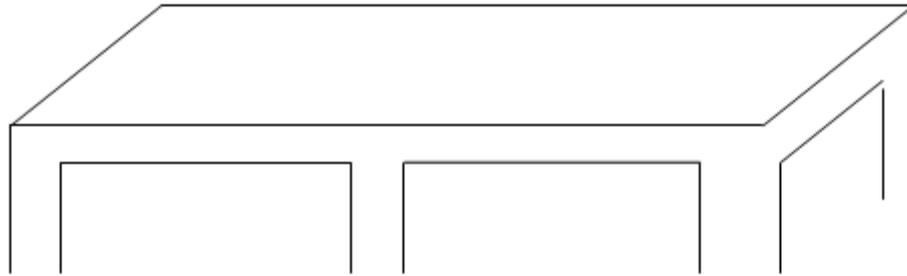


Figure III. 21:Dalle plein continue sur 3appuis.

Pour déterminer les valeurs des moments sur appuis et en travée nous prendrons les coefficients suivants

**III.3.2 Méthode de calcule une dalle plein continue** (BAEL 91. modifier 99. art. A.8.2,32 )

Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

Les moments de flexion maximaux  $M_x$  calculés selon les indications du paragraphe 2.1.1 (BAEL 91. modifier 99. art. A.8.2,32 ) peuvent être réduits de 15 à 25 % selon les conditions d'encastrement, ce qui conduit à un moment entravée :

$$M_t = (0.85M_x \text{ à } 0.75M_x)$$

Sauf pour les appuis de rive, les moments d'encastrement sur les grands cotes sont alors évalués respectivement à  $0,30 M_x$  et  $0,50 M_x$

Soit  $M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues prises respectivement en compte pour les moments sur les Appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e).

Calcul des moments en travées (  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25M_0$  )

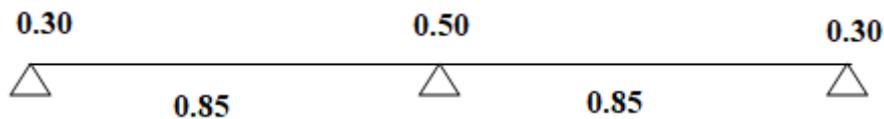


Figure III. 22:Dalle pleine continue sur 3 appuis.

Vérification pour travée 1 :  $0.85 + \frac{0.30 + 0.50}{2} = 1.25$

De même en travée 2 :  $0.85 + \frac{0.50 + 0.30}{2} = 1.25$

**III.3.2.1 Calcul des sollicitations :**

$L_x=5,4 \text{ m}$

$L_y=5,86 \text{ m} \quad h_0=15 \text{ cm}$

- $G= 3,85 \text{ KN/m}$

- $Q = 1 \text{ KN/m}$

Charge ultime:  $q_u=1,35G+1,5Q=6.7 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_s=G+Q=3.85+1=4.85 \text{ KN/m}$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,4}{5,86} = 0,92 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille suivant les deux sens

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$\alpha = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 8.73 \text{ KN} \\ M_{y2M} = 7.02 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Moments retenus : sens Lx**

- **Sur appuis**

Appui de rive :  $M_w=0.30 \times M_x= 0.30 \times 8.73=2.619 \text{ KN.m}$

Appui intermédiaire :  $M_e= 0,50 \times M_x=0.50 \times 8.73= 4.365 \text{ KN.m}$

- **En travée:**

Travée de rive  $M_{t_x}=0.85 \times 8.73=7.4205 \text{ KN.m}$  : Toutes ces valeurs correspondent au sens «Lx».

Dans le sens «Ly » il n'y a pas de continuité ; en travée, les valeurs trouvées pour  $M_y$  doivent donc être conservées sans réduction. Sur appuis, en revanche, on peut s'arranger pour pouvoir équilibrer un moment égal à 0,5 pu ( $> 0,15 M_x$ , BAEL A.8.2, 43). D'où :

**Moments retenus : sens Ly**

- **sur appuis :**

$M_y=0.5 \times 7.02=3.51$

- **En travée :**

$M_y=7.02$

**III.3.3 Ferrailage :**

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

**Données :**

- Largeur de la poutre  $b=100\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h=15\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9h=13.5\text{ cm}$ .
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=500\text{ Mpa}$ ,  $\sigma_s=435\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25\text{ Mpa}$ ,  $f_{bc}=14,17\text{Mpa}$ .
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1\text{Mp}$
- Fissuration préjudiciable

**a- Sens  $L_x$  :**

- **En travée :**

$M_t = 7.4205\text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7.4205 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.028 < \mu_l = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0.028)}}{2} = 0,98.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7.4205 \times 10^3}{435 \times 0,984 \times 13.5} = 1.28\text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :**

$M_a = 4.365\text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4.365 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.0016 < \mu_l = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0.016)}}{2} = 0.99$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4.365 \times 10^3}{435 \times 0,99 \times 13.5} = 0.75\text{cm}^2$$

**b- Sens  $L_y$  :**

- **En travée :**

$M_t = 7.02\text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7.02 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.027 < \mu_l = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0.027)}}{2}$$

$\beta = 0,98$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7.02 \times 10^3}{435 \times 0,98 \times 13.5} = 1.21\text{cm}^2.$$

- **Sur appui:**

Les deux sens :

$M_a = 3.51 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3.51 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0.013 < \mu_l = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0.013)}}{2}$$

$\beta = 0,99.$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3.51 \times 10^3}{435 \times 0,99 \times 13,5} = 0.60 \text{ cm}^2.$$

**III.3.3.1 Section minimale :**

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ )

La formule suivante est applicable:

**a- Sens Ly:**

$A_{y \min} = 8.h_0 (m) = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

$A_{a_y} = 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$  on prend  **$A_{a_y} = A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

$A_{t_y} = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$  on prend  **$A_{t_y} = A_{y \min} = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

**b- Sens Lx:**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,28 \left( \frac{3 - 0,92}{2} \right) = 1,34 \text{ cm}^2 / \text{mL}.$$

$A_{t_x} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$  on prend  **$A_{t_x} = A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

$A_{a_x} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$  on prend  **$A_{a_x} = A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

**Choix des aciers:**

**Le diamètre:**  $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

On à :  $\phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}.$

✓ **En travée:**

• **Sens Lx:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_x} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min (3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

• Sens Ly:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty}=1,21\text{cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 25\text{cm} \end{array} \right.$$

✓ Sur appuis (chapeaux):

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a=1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St=25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**III.3.3.2 Vérification de cisaillement :**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{array} \right.$$

$$V_x(\text{max}) = 6900 \times \frac{1,65}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,92}{2}} = 3899\text{N} = 3,89\text{KN}$$

$$\tau_{vu} = \frac{V \text{ max}}{bd} = \frac{3.89 \cdot 10^{-3}}{0.1 \times 0.15} = 0.26\text{MPa} < 0.15 \times 25 = 2.5\text{MPa} \dots \dots CV$$

Il n’y a pas donc de rupture par cisaillement.

**III.3.3.3 Les vérifications à L’E.L.S :**

$P_s=4.85\text{KN/m}$ .

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0518 \\ \mu_y = 0,8646 \end{array} \right.$$

$$M_{oxr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0518 \times 4.85 \times (5.4)^2 = 7.32\text{KN} / m$$

$$M_{oyr} = \mu_y \cdot M_{oxr} = 0,8646 \times 7.32 = 6.33\text{KN} / m.$$

✓ En travée suivant lx :

Moment service	$M_{ser}$	7.32 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.14}{100} = 0,471cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,471 \times 13.5 = 12.71cm^2$ $Y = -0.471 + \sqrt{0,471^2 + 12.71} = 3.12CM$	3.12 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(3.12)^3/3) + 15 \times 3.14.(13.5 - 3.12)^2 = 6087.13cm^4$	6087.13cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = 7.32 \times 10^3 / 6087.13$	1.20Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 1,40 \times 3.12$	3.75 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 1,2(13.5 - 3.12)$	187. MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.75 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad (1)$	187 < 202

Tableau III. 22: Vérification a ELS selon le sens LX en travée.

✓ En travée suivant Ly :

Moment service	$M_{ser}$	6.37 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,01}{100} = 0,301cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,301 \times 13 = 7,839cm^2$ $Y = -0,301 + \sqrt{0,301^2 + 7,839} = 2,51cm$	2,51cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $3844,817cm^4$	3844,817cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I}$ $K = 4,62 \times 10^3 / 3844,817$	1.65 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 1,65 \times 2,51$	4.15 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 1,65(13 - 2,51)$	199MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	4.15 < 15 vérifiée
Vérification $\sigma_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad (1)$	199 < 202

Tableau III. 23:Vérification a ELS selon le sens Ly en travée..3

III.3.3.4 Schémas de ferrailage :

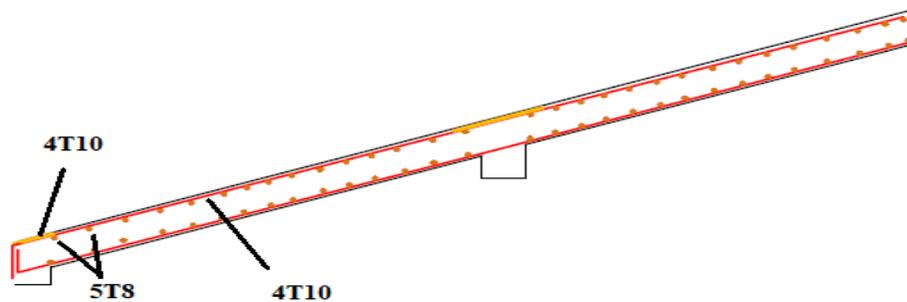


Figure III. 23:shémas de ferrailage de la dalle pleine .

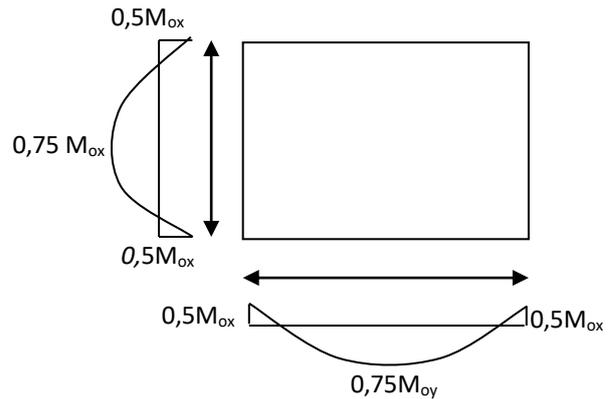
III.3.4 Panneau 2 (appui sur 4 coté) :

III.3.4.1 Calcul des sollicitations :

$L_x = 5,4 \text{ m}$

$L_y = 6 \text{ m} ; h_0 = 15 \text{ cm}$

- $G = 3,85 \text{ KN/m}$
- $Q = 1 \text{ KN/m}$



Charge ultime:  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.7 \text{ KN/m}$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,4}{6} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille suivant les deux sens.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$\alpha = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 8.73 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 7.02 \text{ KN.m} \end{cases}$

III.3.4.2 Moments retenus :

✓ En travée:

$M_t^x = 0.75 \cdot M_0^x = 6,55 \text{ KN.m}$

$M_t^y = 0.75 \cdot M_0^y = 5.262 \text{ KN.m}$

✓ Sur appuis :

$M_a^x = M_a^y = 0.5 \cdot M_0^x = 3.27 \text{ KN.m}$

III.3.4.3 Ferrailage :

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre  $b = 100 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la section  $h = 15 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9h = 13.5 \text{ cm}$ .
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 500 \text{ Mpa}$ ,  $\sigma_s = 435 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ,  $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$ .
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$ .
- Fissuration préjudiciable.

En travée :

✓ Sens  $L_x$  :

$$M_t = 6.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6.55 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.025 < \mu_l = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0.025)}}{2}$$

$$\beta = 0,98.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6.55 \times 10^3}{435 \times 0,944 \times 13.5} = 1.18 \text{ cm}^2.$$

✓ Sens  $L_y$  :

$$M_t = 5.262 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5.62 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.021 < \mu_l = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0.025)}}{2}$$

$$\beta = 0,98.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5.262 \times 10^3}{435 \times 0,98 \times 13.5} = 0.91 \text{ cm}^2.$$

**Sur appui:**

$$M_a = 3.27 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5.27 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.020 < \mu_l = 0,372 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0.025)}}{2}$$

$$\beta = 0,99.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5.27 \times 10^3}{435 \times 0,99 \times 13.5} = 0.91 \text{ cm}^2.$$

**III.3.4.3.1 Section minimale :**

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ )

la formule suivante et applicable:

• **Sens  $L_y$ :**

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 \text{ (m)} = 8 \cdot 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{a_y} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_y} = A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{t_y} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_y} = A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

• **Sens Lx:**

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,28 \left( \frac{3-0,92}{2} \right) = 1,34 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_x} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{x_{\min}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x_{\min}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

**III.3.4.3.2 Choix des aciers:**

Le diamètre:  $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

On à :  $\phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$ .

• **En travée:**

✓ **Sens Lx:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_x} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ ..... **Sens Ly:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_y} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **Sur appuis (chapeaux):**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**III.3.4.3.3 Vérification de cisaillement :**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{array} \right.$$

$$V_x (\text{max}) = 6900 \times \frac{1,65}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,92}{2}} = 3899 \text{ N} = 3,89 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V \text{ max}}{bd} = \frac{3,89 \cdot 10^{-3}}{0,1 \times 0,15} = 0,26 \text{ MPA} < 0,15 \times 25 = 2,5 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

Il n'y a pas donc de rupture par cisaillement.

III.3.4.3.4 Les vérifications à L'E.L.S :

$P_s=4.85\text{KN/m}$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0518 \\ \mu_y = 0,8646 \end{cases}$$

$M_{oxr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0518 \times 4.85 \times (5.4)^2 = 7.32\text{KN/m}$

$M_{oyr} = \mu_y \cdot M_{oxr} = 0,8646 \times 7.32 = 6.33\text{KN/m}$

En travée suivant lx :

Moment service	$M_{ser}$	7.32 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.14}{100} = 0,471\text{cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,471 \times 13.5 = 12.71\text{cm}^2$ $Y = -0.471 + \sqrt{0,471^2 + 12.71} = 3.12\text{CM}$	3.12 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100 \cdot (3.12)^3 / 3) + 15 \times 3.14 \cdot (13.5 - 3.12)^2$ $= 6087.13\text{cm}^4$	6087.13cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = 7.32 \times 10^3 / 6087.13$	1.20Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$ $\sigma_b = 1,40 \times 3.12$	3.75 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 1,2(13.5 - 3.12)$	187. MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.75 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ (1)}$	187 < 202

Tableau III. 24: Vérification des contraintes selon le sens LX en travée.

En travée suivant Ly :

Moment service	$M_{ser}$	6.37 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,01}{100} = 0,301cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,301 \times 13 = 7,839cm^2$ $Y = -0,301 + \sqrt{0,301^2 + 7,839} = 2,51cm$	2,51cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(2,51)^3/3) + 15 \times 2,01(13 - 2,51)^2 = 3844,817cm^4$	3844,817cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = 4,62 \times 10^3 / 3844,817$	1.65 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 1,65 \times 2,51$	4.15 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 1,65(13 - 2,51)$	201MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	4.15 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad (1)$	201 < 202

Tableau III. 25: Vérification des contraintes selon le sens LY en travée.

### III.4 Les poutres noyées :

les poutres noyées ont une hauteur égale à l'épaisseur de la dalle, ces poutres sont prévues pour reprendre une partie de la charge de la dalle , ainsi que leur propre poids et les transmettre aux voiles ou portiques

dans notre cas, les poutres noyées sont partiellement encastées sur les deux extrémités dans les voiles, leur dimension sont :

b=20cm ; h=15 cm ; d=13.5cm

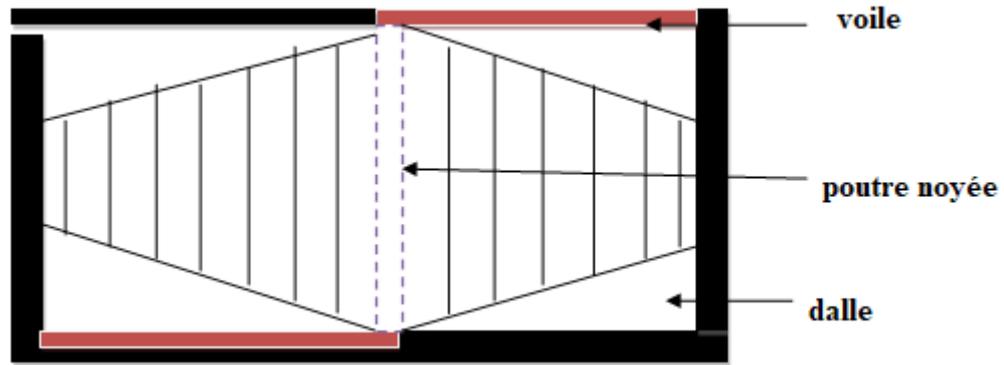


Figure III. 24: La distribution de la charge de la poutre noyée.

III.4.1 Evaluation de la charge :

La poutre noyée supporte les charges suivantes :

- Poids propre :  $0.2 \times 0.15 \times 25 = 0.75 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher  $G = 3.85 \times 2.35 = 9.047 \text{ KN/ml}$   
 $Q = 1.5 \times 2.35 = 3.525 \text{ KN/ml}$

III.4.1.1 Combinaison de charge :

à l'ELU :

$q_u = 17.50 \text{ KN/ml}$

à ELS :

$q_s = 12.572 \text{ KN/ml}$

- moment isostatique :

$$M_u = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{17.050 \times 2.35^2}{8} = 11.76 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{12.52 \times 2.35^2}{8} = 8.64 \text{ KN.m}$$

à ELU :

- moment en travée :  $M_u^t = 0.85 \times 11.76 = 9.996 \text{ KN.m}$
- moment en appui :  $M_u^a = 0.5 \times 8.64 = 4.32 \text{ KN.m}$

III.4.2 Calcul du ferrailage :

Panneaux	$M_u$	M	B	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}}$
Travée	9.996	0.193	0.891	8.81	0.26	3HA20=9.42
appui	4.32	0.083	0.956	0.80	0.26	3HA14=4.62

Tableau III. 26: Calcul de ferrailage de la poutre noyée.

**III.4.2.1 Condition de non fragilité :**

$$A_u > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{cm}^2 \quad 8.81 \text{cm}^2 > 0.26 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

**III.4.2.2 Vérification de l'effort tranchant :**

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

$$V_u = \frac{qu \times l}{2} = 20.56 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \quad \text{Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{20.56 \times 10^3}{135 \times 200} = 0.76 \text{MPa.}$$

Fissuration peu nuisible Art A.5.1, 211 BAEL91

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,76 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**III.4.2.3 Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, Q_{L_{\min}}, \frac{b}{10}\right) = 0.42$$

On prend :  $\phi = 6 \text{mm}$

**III.4.2.4 L'espace minimal et la section minimale :**

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9 \cdot d, 40 \text{cm}) = 12.15 \text{cm} \quad \text{Selon le B.A.E.L}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \times 0.4} \quad \text{Selon le BAEL}$$

$$S_t \leq 0.57 \times 235 / 0.4 \times 20 = 16.74 \text{cm}$$

$$S_t = 12 \text{cm}$$

**III.4.2.5 Vérification de la flèche :**

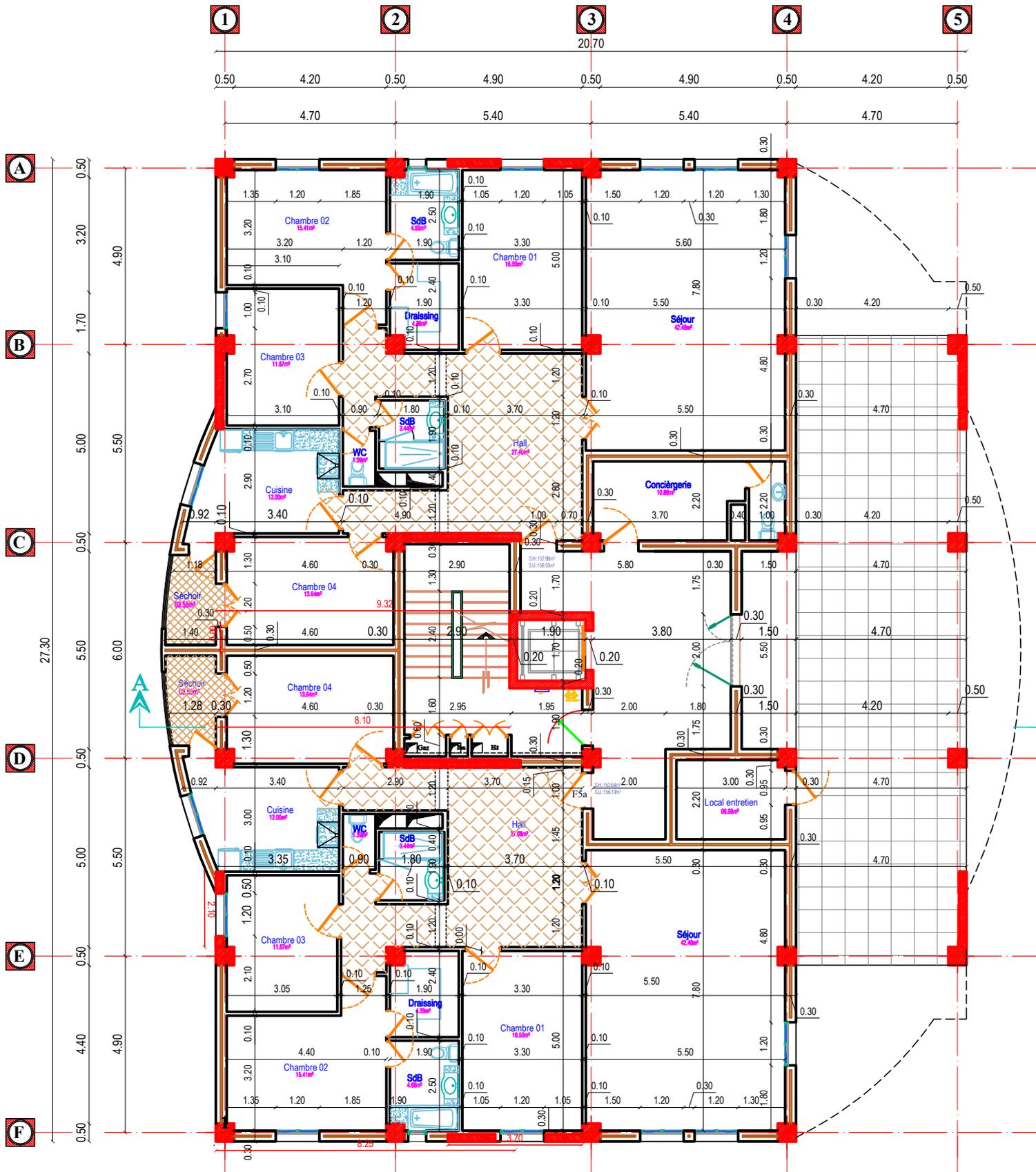
Les poutres noyées sont coulées en même temps que la dalle, alors elles fléchissent de la même manière que la dalle, donc la vérification de la flèche est satisfaisante auparavant.

**III.4.2.5.1 Vérification à ELS :**

$$M_s = 8.64 \text{KN.m}$$

$$\alpha_\mu \leq \frac{\gamma - 1_e}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{se}} = 1.36 \quad \alpha_\mu = 0.193 < 0.430 \quad \text{CV}$$



**Plan du RDC**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### RÈGLEMENTS :

- Béton armé aux états limite '' BAEI 91''
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R. B.C. 2.2
- Règles parasismiques algériennes "RPA99 modifier 2003"

### LIVRES et THÈMES :

- Cours de béton armé "B.A.E.L.91" **Jean-pierre Mouglin**
- Calcul des ouvrages en béton armé **M.BELAZOUGUI**
- Le béton armé aux états limites **M.BELAZOUGUI**
- Construire parasismique (**Milan Zacek**)
- Précis de calcul béton armé (**H.Renaud & J.Lamirault**)
- Mémoires de fin d'étude

### COURS :

- Béton armé 3<sup>eme</sup> Master 1
- Génie parasismique M 2

### LOGICIELS :

- Logiciel d'analyse des structures ETABS 16.0
- EXCEL 2010
- WORD 2010
- AUTO CAD 2016

## *Remerciements*

*Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études. Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre encadreur Mr BENCEUR Raouf, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail*

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail. sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.*

*Nous remercions, en particulier, Mr DJEFFAL Hocine de sa précieuse aide.*

*On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loïn.*

*Mahdí et Boualem*

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un Rez-de-chaussée plus sept étages comportant un sous-sol, Le R.D.C à usages bureautique, et le reste à usage d'habitation implanté dans la wilaya de TISSEMSILT.

L'étude de ce projet est faite en utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (**B.A.E.L91 modifié99**).

On commence en premier lieu par donner une description détaillée du projet (caractéristiques géométriques, lieu d'implantation...etc.), et on cite les différents matériaux utilisés avec leurs caractéristiques, on donne également les différentes hypothèses de calcul.

En second lieu on procède au pré-dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage (Poteaux, poutres) et les descentes de charges.

Ensuite on détermine le ferrailage des éléments secondaires (escaliers, acrotère, balcon).

Après l'évaluation des efforts sismiques selon le RPA99v2003 (en utilisant le logiciel ETABS) et l'effort du vent, on procède à l'étude des portiques et des voiles.

Enfin on fait l'étude de l'infrastructure (voile périphérique et radier général).

**Mots clés : Béton armé, ETABS, RPA99v2003, BAEL91 modifié 99.**

## Abstract

This project presents a detailed study of a multipurpose seven stories building with a basement .The first story is for office use and the rest of stories are for housing, the building is located in the Wilaya of TISSEMSILT.

The study of this project is done according to the codes of calculation and verification of reinforced concrete (BAEL91modified99).

First of all we start by presenting a general description of the project (geometric characteristics, implantation location...), we also define the different materials used in this project and their properties. Then we proceed to the Pre-dimensioning of the building's different elements and assess all loads applied to them.

The second part aims to study secondary elements

After evaluating the dynamic (according to RPA99v2003 using ETABS) and the wind efforts we proceed to the study of the structural elements (beams, columns, walls sails, and raft ...)

At last we move to the study of infrastructure.

**Key words: Building. Reinforced concrete, ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91modified 99.**

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لبناية مزدوجة الاستعمال تتكون من طابق ارضي زائد 7 طوابق بالإضافة الى طابق تحت ارضي. الطابق الأرض لاستعمال مكتبي و باقي الطوابق ذات استعمال سكني تقع بولاية تيسمسيلت

نستعمل في هذه الدراسة قوانين الخرسانة المسلحة (BAEL91modifié99)، أولاً نبدا بتقديم وصف عام للمشروع (خصائصه الهندسية... الخ) و نقوم بذكر المواد المستخدمة و خصائصها، بالإضافة الى فرضيات الحساب.

ثانياً نقوم بحساب الابعاد الأولية مع عرض حمولة كل عنصر (الأعمدة ، الروافد).

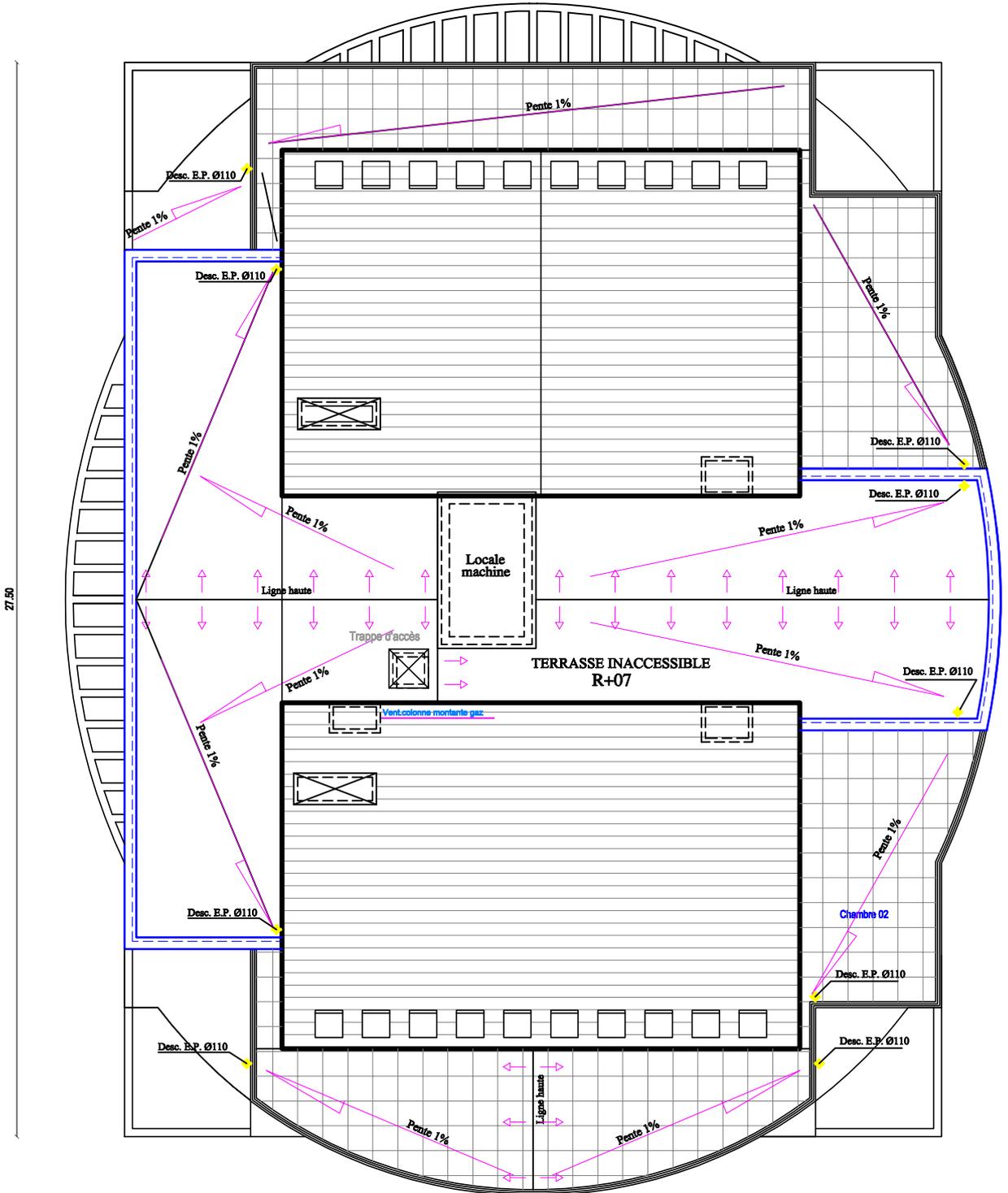
ثالثاً نقوم بدراسة العناصر الثانوية للمبنى (السلالم ، الشرفة ... الخ).

بعد الانتهاء من الدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (RPA99v2003) و بواسطة "ETABS"، و دراسة تاثيرات الريح، نقوم بدراسة الأجزاء المقاومة للبنائة و الجدران المسلحة .

و في الأخير نقوم بدراسة الأساسات (الجدار المحيط و الأساس العام).

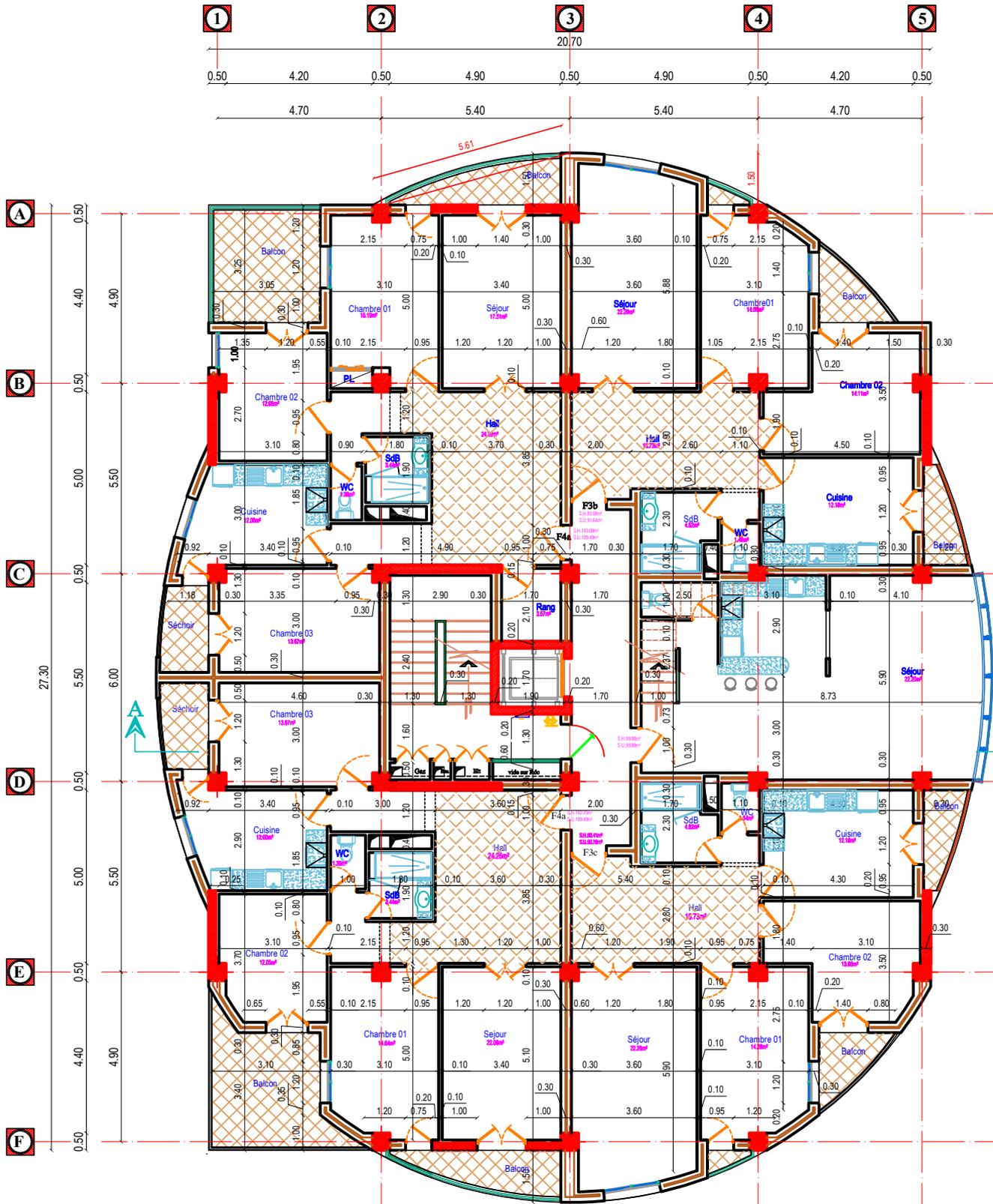
الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، ETABS، RPA99v2003، BAEL91modifié99.





27.50

# Plan Terrasse



**Plan du 1er Etage**

## I.1 Introduction :

Le génie-civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs en génie-civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et cela pour obtenir les dimensions et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

On va aborder les étapes suivantes pour faire notre étude:

- pré-dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et murs voiles) et évaluation de la descente des charges.
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, escaliers et balcons).
- Etude de la résistance face au séisme et au vent.
- Calcul des éléments structuraux.
- Dimensionnement d'infrastructure.

Dans le cadre de cette étude on va utiliser le logiciel ETABS16.0 pour faire le calcul dynamique.

## I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet concerné par l'étude va être implanté sur un terrain, qui va recevoir 60 logements promotionnels en R+7 avec des bureaux en RDC.

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+7 en béton armé composé :

- sous sol pour cellier des archives.
- RDC a usage bureaux.
- 07 étages à usage d'habitation avec :
  - a- 1<sup>er</sup>, 3<sup>ème</sup> et le 5<sup>ème</sup> étages contiennent : 2F4, 2F3 et une F3 en haute standing.
  - b- 2<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et le 6<sup>ème</sup> étages contiennent : 2F4, 2F3.
  - c- 7<sup>ème</sup> étage contient 2F3.

## I.3 Situation de l'ouvrage :

Ce projet est implanté à la wilaya de TISSEMSILET, située au nord-ouest algérien à 230 KM d'Alger qui est classée selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99 /version2003) en :

- Une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant où d'importance moyenne de groupe d'usage (groupe 2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48m.

La wilaya est considérée comme un lieu à faible action de vent (zone I) selon les règlements NEIGE ET VENT 2013 (D.T.R C 2-4.7).

## I.4 Caractéristiques géométriques (dimensions des plans) :

### I.4.1 Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de : 24.82 m à partir de RDC.
- Hauteur du sous sol est de : 3,06 m.
- Hauteur du RDC est de : 3.06 m.
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m.

### I.4.2 Dimensions en plan :

- Dimension totale (sens longitudinal) :  $L = 20.70$  m
- Dimension totale (sens transversal) :  $L = 27.30$  m

## I.5 Vérification de la régularité. Article 3.5.1 RPA99 Modifié 2003 :

### I.5.1 En plan :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{20.7}{27.30} = 0.75 > 0.25 \dots \text{cnv}$$

$$\frac{l_x}{l_y} \frac{4.7}{20.7} = 0.22 < 0.25 \dots \text{cv}$$

$$\frac{l_x}{l_y} \frac{4.65}{20.7} = 0.17 < 0.25 \dots \text{cv}$$

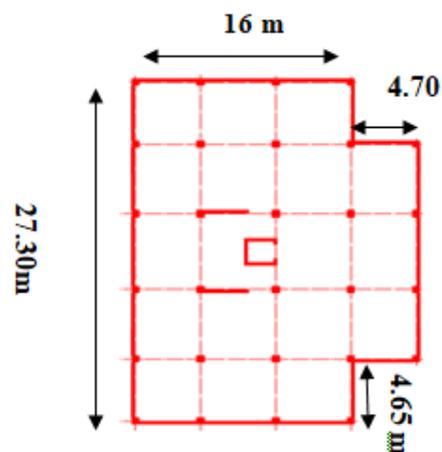


Figure I. 1: Dimensions en plan.

## I.5.2 En élévation :

$$\frac{Bm}{B} = \frac{12.70}{27.70} = 0.46 < 0.67 \dots \text{CNV}$$

✓ Donc la structure est irrégulière

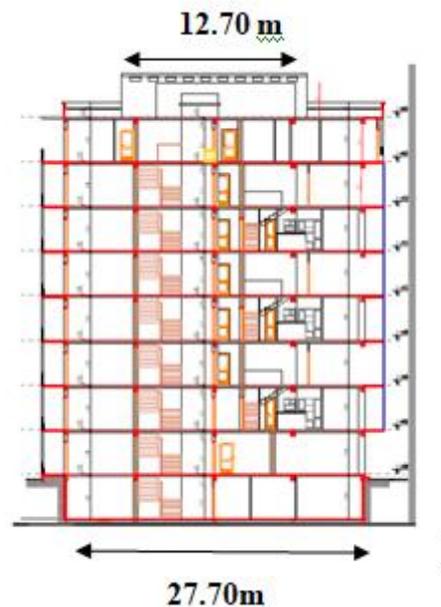


Figure I. 2: Dimensions en élévation.

## I.6 Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport géotechnique du laboratoire de béton et de l'étude de sol GETPRIM, le programme d'investigation en manière de reconnaissances géotechniques de site porte :

- Trois (3) sondages carottés de 10 .00 m de profondeur.
- Onze(11) essais de pénétration dynamiques.

Les sondages carottés implantés dans l'assiette du projet reflètent un sol homogène. Ils ont identifié une Argile marneuse sableuse carbonatée de couleur jaunâtre à verdâtre, parfois crayeuse rougeâtre, jaunâtre a verdâtre en profondeur le tout est coiffé d'un remblai d'une puissance importante.

- Le poids spécifique du sol :  $\gamma = 1,78 \text{t/m}^3$ .
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 11.20^\circ$ .
- La contrainte du sol est :  $\sigma_{\text{sol}} = 1.3 \text{bars}$  pour un ancrage  $h = 2\text{m}$ .
- La cohésion  $C = 0,29 \text{bars}$ .
- Le site est considéré comme meuble( $S_3$ ).

## I.7 Conception architecturale et choix du système porteur :

L'architecte a souvent le choix entre plusieurs systèmes porteurs pour un bâtiment donné chaque système présente un degré de rigidité différent donnant lieu à un amortissement et une période propre d'oscillations également différents sous des charges statiques. Ces facteurs n'ont pratiquement aucune importance, en revanche pendant des secousses sismiques ils influencent favorablement ou défavorablement.

En zone sismique la sismicité de la région et le type du sol sont des critères essentiels pour le choix du système porteur, en principe une construction rigide ne devrait être édiflée que sur des sols souples et l'inverse.

En présence du sol meuble (souple) dans notre site, ça nous a guidé à choisir un système rigide il s'agit de structure en portiques contreventé par des voiles de béton armé qui convient à toute zone et ça peut être utilisé même pour les immeubles à grande hauteur.

## I.8 Différents éléments de la structure :

### a- Planchers :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires, plancher de toiture terrasse) et le rôle essentiel est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs.

Nous avons utilisé deux type de plancher :

- plancher corps creux.
- plancher dalle pleine.

### b- Escaliers :

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant dans une construction de passer à pied d'un étage à un autre, ils sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

### c- Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, il sert au transport vertical des personnes aux différents étages d'un immeuble, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

### d- Maçonnerie :

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une l'âme d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

## e- Revêtement :

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

## f- Fondations :

L'infrastructure est constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doit former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devrait être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

## g- Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou le coffrage en bois. Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

## I.9 Les charges :

Elles sont classées en : des charges «statiques» et «dynamiques».

### a- Les charges statiques :

Comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent-en partant du haut du bâtiment vers le bas.

### b- Les charges dynamiques :

Peuvent être : la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

## I.10 Etats limites:

Les états limites définissent des bornes admissibles vis-à-vis de la sécurité des personnes et des biens et vis-à-vis de l'aspect de la structure. Il convient de vérifier que l'ensemble des cas de charge permet de couvrir tous les cas réels les plus défavorables. Les paramètres à prendre en compte sont notamment les actions, les propriétés des matériaux et les données géométriques et leur imperfection.

Il existe deux états limites : les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS) :

### a- Les états limites ultimes (ELU) :

Permettent de calculer tout ce qui a trait à la sécurité des personnes et ou à la sécurité de la structure. Pour cette raison, des coefficients de sécurité sont pris en compte et permettent ainsi de majorer les charges s'appliquant sur les structures lorsque celles-ci sont préjudiciables et de

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

---

minorer la résistance structurelle des matériaux. Les coefficients de sécurité permettent de prendre en compte les incertitudes des charges appliquées et des caractéristiques des matériaux.

Les vérifications à l'état-limite ultime sont donc principalement axées sur la stabilité de l'ouvrage ainsi que sur sa résistance mécanique.

Quatre états-limites ultimes sont définis:

- **L'état-limite ultime équilibre:**

Doit être étudié lorsqu'une variation mineure de la valeur d'une action risque de créer une perte d'équilibre statique comme, par exemple, à cause du phénomène de flambement ou de soulèvement.

- **L'état-limite ultime structural:**

Doit être étudié lorsqu'un dépassement de la contrainte admissible d'un élément de la structure ou de la structure entière est à craindre.

- **L'état-limite ultime géotechnique:**

Doit être étudié lorsqu'un dépassement de la contrainte du sol est à craindre.

- **L'état-limite ultime fatigue:**

Doit être étudié lors des efforts oscillants sollicitent la structure.

## b- Les états limites de service (ELS) :

permettent de vérifier la structure en utilisation normale (déformation admissible de la structure sous l'action du vent, ...) ainsi que vis-à-vis du confort des personnes (déformation admissible des planchers, ...), de l'aspect de la construction (esthétique des parois en verre, limitation de la fissuration, durabilité, ...), de la durabilité de l'ouvrage (ouverture des fissures dans les éléments en béton armé, ...) et de la préservation des éléments secondaires (cloisons non porteuses, carrelage, ...).

Les vérifications à l'état limite de service sont donc axées sur le confort des utilisateurs, notamment par la vérification de la déformation et de la vibration de la structure et sur la durabilité de l'ouvrage en s'assurant que la structure ne subit pas de déformation irréversible.

➤ Trois états limites de service sont définis :

- **L'état limite de service irréversible:**

Doit être étudié en combinaison caractéristique lorsque certaines actions entraîneront une déformation ou contrainte résiduelle une fois ces actions disparues. Son utilisation doit être effectuée avec précaution. En effet, les calculs aux états limites de service sont normalement réalisés pour que la structure ne soit pas endommagée lors d'une utilisation courante.

- **L'état limite de service réversible:**

Doit être étudié en combinaison fréquente afin de vérifier qu'aucune déformation ou contrainte résiduelle ne subsistera lorsque les actions auront disparues.

- **L'état limite à long terme:**

Doit être étudié en combinaison quasi-permanente afin de vérifier les effets à long terme et les conséquences sur l'aspect de la structure.

## I.11 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### I.11.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres, cassées,...) du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics qui une masse volumique  $\rho$  Egale à :  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

### I.11.2 Constituants :

#### a- Ciment :

C'est un liant hydraulique mélangé aux granulats auxquels est additionnée l'eau. Il sert à réaliser des bétons et des mortiers, il est dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$  de CPA pour un béton ordinaire.

#### b- Granulats (agrégats) :

Ce sont des matériaux minéraux entrant dans la composition du béton qui peut être naturels ou artificiels y-on a deux types de granulats :

- **Sables** : Dont les grains ont une dimension inférieure à 5 mm.
- **Graviers** : Dimension comprise entre 5 et 20 mm.

Les granulats sont classés suivant leur granulométrie, c'est à dire selon le diamètre des grains.

#### c- Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, pour un ouvrage on va gâcher avec : 180 litres d'eau

### I.11.3 Résistance de béton à la compression : Art 2-1-11 BAEL 91

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de  $200 \text{ cm}^2$  ( $\varnothing = 15.95 \text{ cm}$ ) et une hauteur de 32 cm.

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcul la résistance caractéristique. Dans notre cas on prendra comme données :

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} \rightarrow \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 \times j} \times f_{c28} \rightarrow \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

## I.11.4 Résistance à la traction :

On calcul la résistance suivant : Art A-2 12 BAEL91

Elle est représentée par  $f_{t28}$  elle peut être déterminée par plusieurs essais :

- Traction direct.
- Traction par flexion.

La résistance à la traction est définie conventionnellement par la relation :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \dots\dots\dots \text{si : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275.(f_{cj})^{2/3} \dots\dots\dots \text{si : } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

## I.11.5 Module de déformation longitudinale :

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules de déformations longitudinales :

### I.11.5.1 Module de déformation instantanée : Art A – 2.1. 21 BAEL91

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou on a : } E_{i\ 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

### I.11.5.2 Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou on a : } E_{v\ 28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

## I.11.6 Module de déformation transversale et coefficient de poisson : Art A – 2.1.3 BAEL91

C'est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

- $\nu = 0$  béton fissuré à L'E.L.U.
- $\nu = 0,2$  béton non fissuré à L' E.L.S.

## I.11.7 Les contraintes limite en se référant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites :

### I.11.7.1 Etat limite ultime (ELU) :

La contrainte ultime du béton en compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que : Art 4 -3 .41 BAEL91

$\gamma_b = 1,5$  cas des actions courantes transitoires  $\sigma_{bc} = 14, 2\text{Mpa}$

$\gamma_b = 1,15$  cas des actions accidentelles  $\sigma_{bc} = 18,49\text{Mpa}$

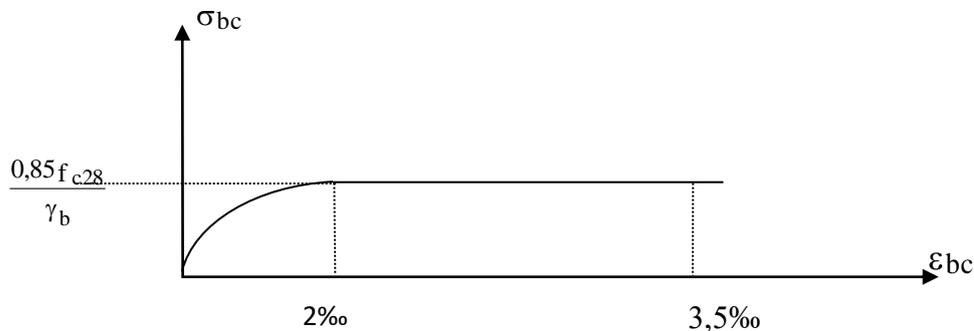


Figure I. 3: Diagramme contrainte déformation.

### I.11.7.2 Etat limite de service (ELS) :

Contraintes de service à la compression est donnée par (Art A - 4 .5 .2 BAEL91)

La contrainte limite de service est :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$ .

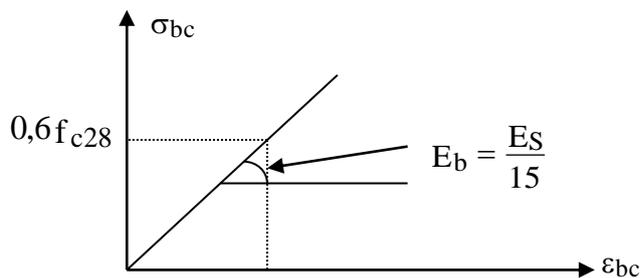


Figure I. 4: Diagramme Contraintes Déformations à ELS.

## I.11.8 Contrainte limite de cisaillement : Art A - 5.1.21 BAEL91

$$\tau_d = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : L'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailé.

$b_0$  : Largeur de la section.

- **Fissuration est peu nuisible :**

$$\tau_d \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

- **Fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_d \leq \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = 8.33 \text{ Mpa}$$

## I.11.9 Aciers :

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

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235
- Haute adhérences (HA) : FeE500
- Treillis soudés (TS) : TLE52  $\varnothing=6\text{mm}$  pour les dalles.

### I.11.9.1 Contrainte limite de l'acier: « E.L.U »

Diagramme contrainte déformation de calcul (Art A – 2.2.2 BAEL91) Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié de la figure 4 suivant :

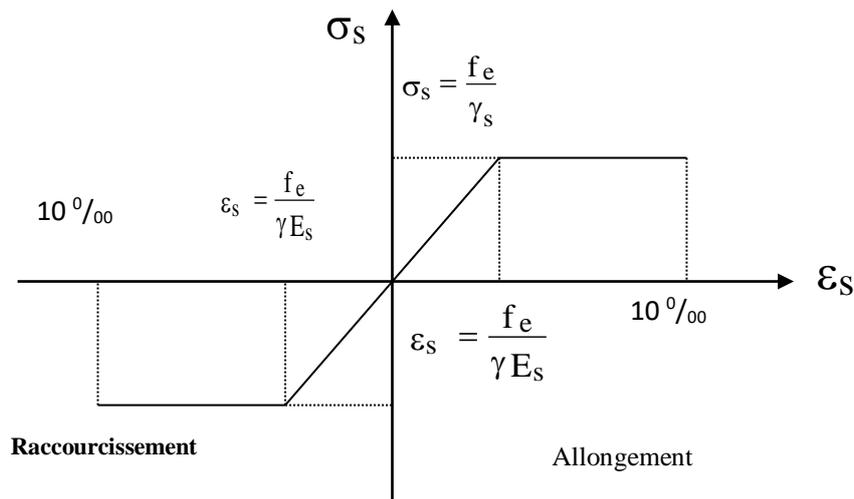


Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation acier.

#### a- La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU :

On adopte le diagramme contrainte déformations suivant avec :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$  (MPa)

- $\gamma_s = 1,15$  En situation durable.
- $\gamma_s = 1,00$  En situation accidentelle.
- Pour les aciers de nuances FeE500  $\sigma_s = 435$  MPa

### b- La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissurations :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable **BAEL91 / Art 4-5-32 :**

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \text{ Pour les aciers de nuances FeE500, } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

- Fissuration très préjudiciable BAEL91 / Art 4-5.34 :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \text{ Pour les aciers de nuances Fe500, } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 165 \text{ MPa}$$

Avec :

$\eta$ : Coefficient de fissuration tels que.

$\eta = 1$  pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$  pour des aciers de H.A .

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à :  $E_s = 2 \cdot 10^5$  Mpa.

## II.1 Introduction :

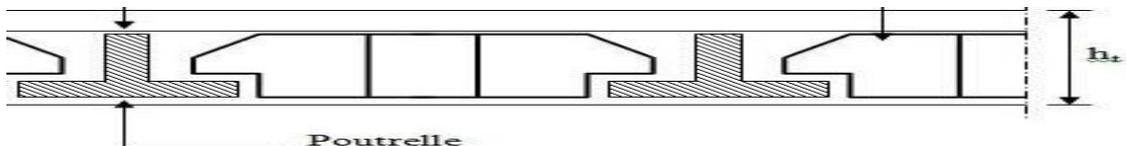
Le pré-dimensionnement des éléments résistants (planchers, poutres, poteaux, et voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, les éléments en béton armé de la structure seront dimensionnés selon le **BEAL 91 modifié 99** et les semelles seront calculées selon le **DTU.13.12**.

## II.2 Pré dimensionnement du plancher :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur « e » faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et les surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs. Dans notre structure, on va utiliser deux types de planchers :

- **Plancher à corps creux.**
- **Dalle pleine.**

### a- Plancher en corps creux :



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

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad (\text{Article A6.8.424 BAEL91}). \Rightarrow h_t \geq \frac{550}{22,5} = 24,5 \text{ cm}$$

avec :  $\begin{cases} h_t : \text{hauteur Totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus} \end{cases}$

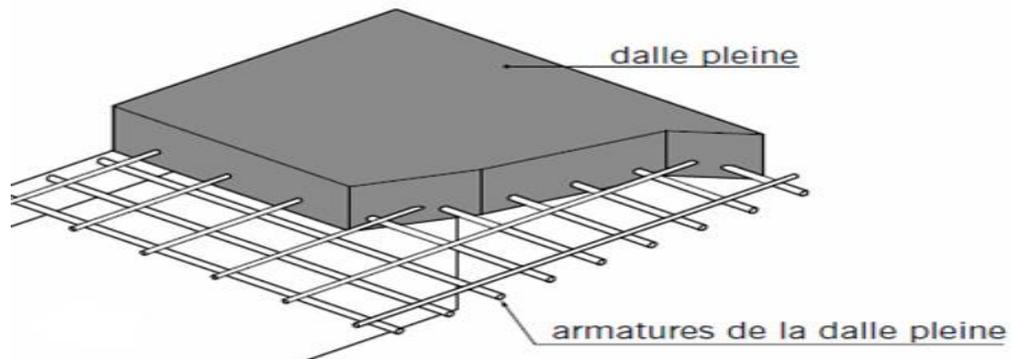
Alors on adopte de :

$$h_t = 25 \text{ cm}$$

20 cm épaisseur de corps creux.

5cm : épaisseur de la dalle de compression

**b- Dalle pleine de la terrasse :**



**Figure II. 2:** Dessin d'une dalle pleine.

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

**1- Condition de Sécurité centre l'incendie**

- e > 7 cm ..... pour une heure de coupe-feu.
- e > 11 cm ..... pour deux heures de coupe-feu.
- e > 14 cm ..... pour trois heures de coupe-feu.

**2- Condition d'isolation acoustique :**

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à **15cm**

**3- Condition de Résistance à la flexion :**

La hauteur de la dalle e est donnée par :

- Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens).

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \end{array} \right.$$

- Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens) .

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,4 < \alpha < 1 \\ \frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} ; \text{ Avec : } L_x < L_y \end{array} \right.$$

Pour notre cas on a :  $L_x = 540$  cm et  $L_y = 586$  cm.

épaisseur de la dalle

$$e \geq \frac{l_x}{40} = \frac{540}{40} = 13.5$$

donc on prend  $e = 15$  cm

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{5.86} = 0,92 > 0,4$$

La dalle travaille dans les deux sens.

#### 4- Calcul de la flèche admissible :

Selon le CBA93 (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\text{si } l_{\max} \leq 5\text{m} : f_{\text{ami}} = \frac{l_{\max}}{500}$$

$$\text{si } l_{\max} > 5\text{m} : f_{\text{admi}} = \frac{l_{\max}}{1000} + 0.5$$

Pour se faire on considère une bande de la dalle de largeur  $b = 1$  m.

$$G = 5.86 \times 1 \times 25 = 146.5 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kn/m}^2$$

$$p_{ELS} = 147.5 \text{ kn/m}^2$$

$$E = \sqrt[3]{11000 \times f_{c28}} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{b \times e^3}{12} \quad f_{\text{admi}} = \frac{5ql^4}{348EIb}$$

$$e = \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 147.50 \times 10^{-3} \times 5.86^4}{348 \times 100 \times 32164.19 \times 1.086}} = 9.50 \text{ cm}$$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e > \text{Max}(14\text{cm} ; 15\text{cm} ; 12 ; 9.50\text{cm})$ , alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine :  $e = 15 \text{ cm}$ .

## II.3 Pré dimensionnement des éléments porteurs :

### II.3.1 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.

Selon le R.P.A 99(version 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b_1 \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur to tale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

Nous avons deux types de poutres :

- Poutre secondaires :  $L_{\max} = 5,5 \text{ m}$ .
- Poutre principales:  $L_{\max} = 6 \text{ m}$ .
- Sens :

**a- Poutre principale :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 600\text{cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ cm} \leq h_t \leq 60\text{cm} \quad \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 50 \text{ cm} \\ 10.8 \text{ cm} \leq b \leq 14.4 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h_t = 50\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.42 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée .} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 50 + 35) = 110 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(35x50) cm<sup>2</sup>**

- Sens:

**b- Poutres secondaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 550\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 36.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 55\text{cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 40\text{cm} \\ 13.5\text{cm} \leq b \leq 18 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A 99(version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.33 = 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .} \\ b_{\max} \leq 1,5 \times 40 + 30 = 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaire principales (30x40) cm<sup>2</sup>

**II.4 Descente de charges :**

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

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

**a- Plancher terrasse inaccessible :**

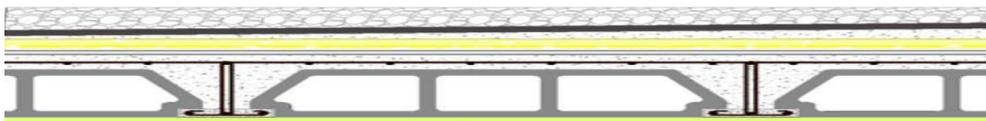


Figure II. 3: Coupe d'un plancher à corps creux de la terrasse inaccessible.

Plancher terrasse inaccessible (KN/m <sup>2</sup> )			
Chargement	1	Gravions roulé de protection (4cm)	0,80
	2	Etanchéité multicouche (2cm)	0,12
	3	Forme de pente (5cm)	1,00
	4	Chappe flottante asphalte (2.5cm)	0,5
	5	Isolation thermique (2.5cm)	0,03
	6	Enduit en plâtre (2cm)	0,2
	7	Plancher à corps creux (20+5) cm	3,2
<b>Charge permanente totale</b>		<b>G</b>	G=5.85
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q</b>	Q=1

Tableau II. 1:Evaluation de la charge G et Q de la terrasse inaccessible.

b- Plancher et étage courant et terrasse accessible :

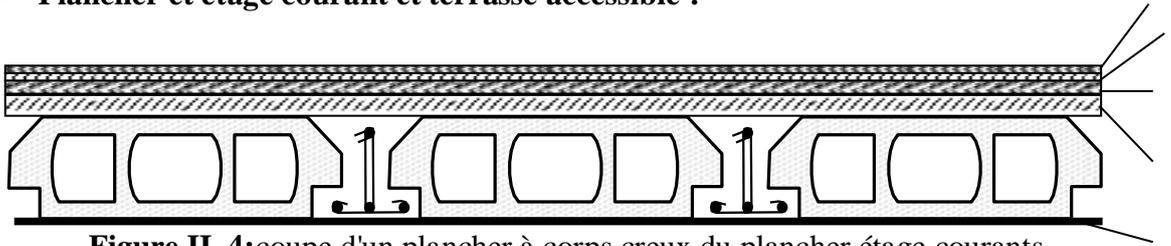


Figure II. 4: coupe d'un plancher à corps creux du plancher étage courants.

Plancher étage courant (1 <sup>er</sup> -7 <sup>eme</sup> ) étage (KN/m <sup>2</sup> )			
Chargement	1	Carrelage (2cm)	0,40
	2	Mortier de pose (2cm)	0,40
	3	Lit de sable (2cm)	0,36
	4	Plancher à corps creux (20+5) cm	3,2
	5	Enduit en plâtre (2cm)	0,2
	6	Cloison (10) cm	0,9
		<b>Charge permanente totale</b> <b>G</b>	<b>G=5,46</b>
		<b>Surcharge d'exploitation</b> <b>Q</b>	<b>Q=1,5</b>

Tableau II. 2: Evaluation de la charge G et Q d'étages courant.

c- Plancher Rez-de-chaussée :

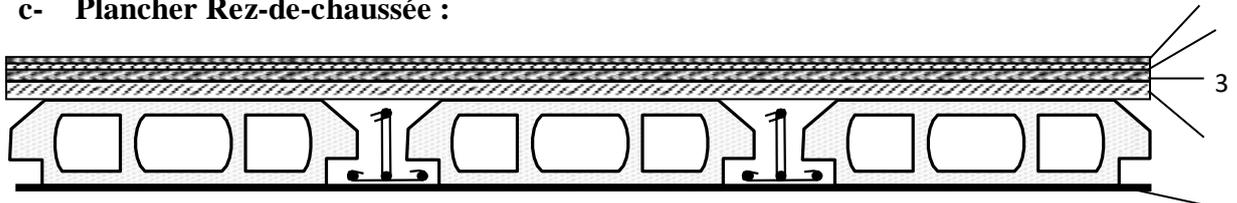


Figure II. 5: Coupe d'un plancher à corps creux du plancher RDC.

Plancher (RDC) (KN/m <sup>2</sup> )			
Chargement	1	marbre (2cm)	0,54
	2	Mortier de pose (2cm)	0,40
	3	Lit de sable (2cm)	0,36
	4	Plancher à corps creux (20+5) cm	3,2
	5	Enduit en plâtre (2cm)	0,2
	6	Cloison (10) cm	0,9
		<b>Charge permanente totale</b> <b>G</b>	<b>G=5,6</b>
		<b>Surcharge d'exploitation</b> <b>Q</b>	<b>Q=2.5</b>

Tableau II. 3: Evaluation de la charge G et Q rez-de-chaussée.

d- Dalle pleine :

dalle (KN/m <sup>2</sup> )			
Chargement	1	Etanchéité multicouches	0.1
	2	Dalle en Béton armé	3.75
Charge permanente totale		G	G=3.85
Surcharge d'exploitation		Q	Q=1

Tableau II. 4:Evaluation de la charge G et Q de la dalle pleine.

e- Murs en maçonnerie :



Figure II. 6:Remplissage Maçonnerie.

Remplissage extérieur (KN/m <sup>2</sup> )			
Chargement	1	Brique creuse ( e =10 cm )	0,90
	2	Brique creuse ( e =15 cm )	1,30
	3	Enduit extérieur en ciment ( e = 2 cm)	0,40
	4	Enduit intérieur en plâtre ( e = 2 cm)	0,20
Charge permanente totale		G	G=2,80

Tableau II. 5:Evaluation de la charge G Murs en maçonnerie.

•Loi de dégression de la surcharge d'exploitation : « BAEL 91 modifié 99 »

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux peuvent être considérées comme indépendantes .C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite de base est applicable à l'intégralité de la charge.

Lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ces derniers ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, et les charges sur les planchers correspondants sont prises sans abattement.

Sous l'étage n quelconque :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ .

Avec :

n : Nombre d'étage.

$Q_0$  : La charge d'exploitation sur la terrasse.  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ .

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : Les charges d'exploitation des planchers.

Le coefficient  $\frac{(3+n)}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$ .

Sous terrasse .....  $Q_0$ ;

Sous étage 1 .....  $Q_0 + Q_1$ ;

Sous étage 2 .....  $Q_0 + 0,95.(Q_1 + Q_2)$ ;

Sous étage 3 .....  $Q_0 + 0,90.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$ ;

Sous étage 4 .....  $Q_0 + 0,85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ ;

Sous étage 'n' .....  $Q_0 + .(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \rightarrow$  pour :  $n \geq 5$ .

Niveau	La loi de dégression	la charge KN/m <sup>2</sup>
<b>Terrasse</b>	$Nq_0 = 1 \text{KN/m}^2$	<b>1</b>
<b>07</b>	$Nq_1 = q_0 + q_1$	<b>2,5</b>
<b>06</b>	$Nq_2 = q_0 + 0,95(q_1 + q_2)$	<b>3,85</b>
<b>05</b>	$Nq_3 = q_0 + 0,90(q_1 + q_2 + q_3)$	<b>5,05</b>
<b>04</b>	$Nq_4 = q_0 + 0,85(q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	<b>6,1</b>
<b>03</b>	$Nq_5 = q_0 + 0,80(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	<b>7</b>
<b>02</b>	$Nq_6 = q_0 + 0,75(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	<b>7,75</b>
<b>01</b>	$Nq_7 = q_0 + 0,71(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	<b>8,455</b>
<b>R.D.C</b>	$Nq_8 = q_0 + 0,69(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8)$	<b>9.97</b>
<b>SSOL</b>	$Nq_s = q_0 + 0,67(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_s)$	<b>10.71</b>

Tableau II. 6: Dégression en fonction du nombre d'étage.

## II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en Compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

On a 3 types des coffrages :

- **Type 1** : sous sol. Jusqu'au 2<sup>ème</sup> étage.
- **Type 2** : 3<sup>ème</sup> jusqu'au 4<sup>ème</sup> étage.
- **Type 3** : 5<sup>ème</sup> étage jusqu'à la terrasse.

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas, la surface afférente est donnée par:  $S = (2.45 + 2.45)(2.5 + 2.75) = 25.72 \text{ m}^2$

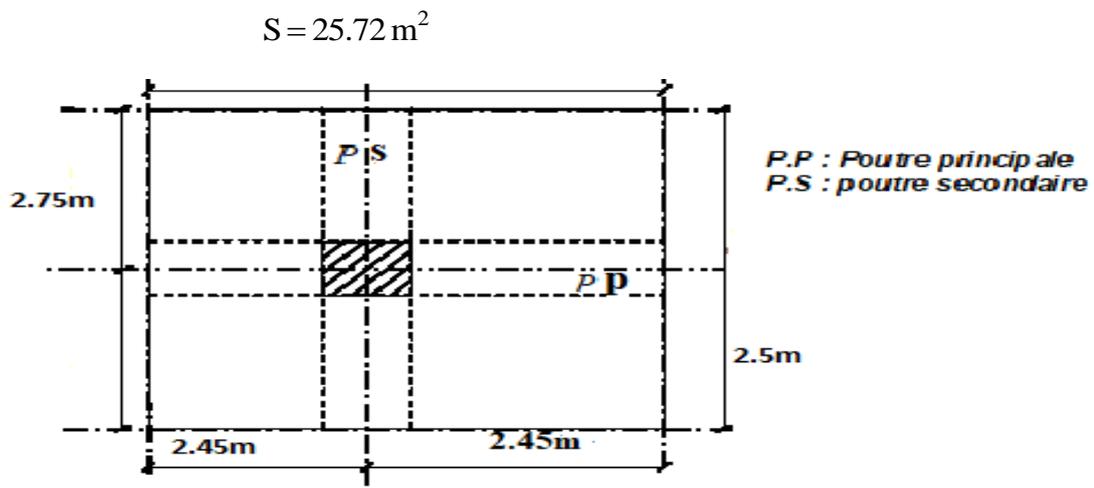


Figure II. 7: La section la plus sollicitée du poteau.

### II.5.1 Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux $N_U$ :

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé le poteau le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1,1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

Exemple de calcul :

• Pré dimensionnement des poteaux de type 01:

Niveaux	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharge d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )	La section[S(m <sup>2</sup> )]
Terrasse	5,85	Q <sub>0</sub> =1.00	<b>25.72</b>
	3.85	Q <sub>0</sub> =1	
1-7	5,46	1,50	
RDC	<b>5,6</b>	<b>2.5</b>	

Tableau II. 7:Charge et surcharge de chaque niveau.

• Calcul d'effort normal revenant à chaque niveau :

<b>La charge d'exploitation totale</b>	$Q = Q_0 + (3 + n - 2n) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$	<b>10,71</b>
<b>L'effort normal permanent (KN)</b>	$S_1 = 2.5 \times 4.9 = 12.25 \text{m}^2$ $S_2 = 2.75 \times 4.9 = 13.475 \text{m}^2$ $G_{\text{terrasse}} = 12.25 \times 3.85 + 13.475 \times 5.85 = 126$ $G_{\text{étages}} = (5.46 \times 25.72) \times 7 = 983.01$ $G_{\text{RDC}} = 5.6 \times 25.72 = 144.2$ $G_{\text{PP}} = (0,35 \times 0,5 \times 25 \times 4.9) \times 9 = 192.9$ $G_{\text{PS}} = (0,3 \times 0,4 \times 25 \times 5.25) \times 9 = 141.75$ $G_{\text{P}} = (0.5 \times 0.5 \times 25 \times 2.86) \times 8 = 143$ $\Sigma = 1730.9$ $N_G = 1.1 N_G = 1.1 \times 1730.9 = 1904$	<b>1904</b>
<b>L'effort normal d'exploitation (KN)</b>	$N_Q = 1.1 Q \cdot S = 10.71 \times 23.88 \times 1.1 = 281.33$	<b>281.33</b>
<b>L'effort ultime (KN)</b>	$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$	<b>2992.4</b>

Tableau II. 8:Tableau récapitulatif de la descente de charge du poteau type1.

•Détermination de la section du poteau :

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

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$N_U$  : Effort normal ultime (compression).

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

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

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

$L_f$  : Longueur de flambement.

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

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

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

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

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

$f_e$  : Limite élastique de l'acier. ( $f_e = 500\text{MPa}$ )

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

$A_s$  : Section d'acier comprimée.

$B_r$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie : ( $B_r = (a - 2)(b - 2)$ )  $[cm^2]$

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n y ait pas de flambement c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$

**1- Détermination de "a" :**

• **Vérification de flambement :**

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire :  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; l_f = 0,7l_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

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

{

- L<sub>f</sub>** : 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 a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement .

On a:  $L_0=3,06$  m;  $L_f =0.7L_0 = 2,142$  m

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214.2}{0,289.50} = 14.82cm$$

On prend : **a = 50cm**

**2- Détermination de "b" :**

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

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

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2$$

$B_r$ : section réduite

$$B_r = (50-2) \times (b-2) = 48 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

$A_s$ =section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8\% B_r \text{ Zone (IIa) ..... (RPA99modifié en 2003)}$$

$$A_s = 0.8\% [48(b-2)] = 0,384(b-2) \text{ cm}^2$$

$\alpha$  : étant un coefficient fonction de  $\lambda$ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0,289.50} = 18.11 < 50$$

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

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(18,11/35)^2]$$

$$\alpha = 0,806$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_e = 500\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,806 \left[ \frac{(48(b-2)).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,384(b-2).500}{1,15.10} \right]$$

$$b \geq 37.17\text{cm}$$

Donc : on prend **b = 50cm.**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a;b) = \min(50;50) = 50\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \min(a;b) = \min(50;50) > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \dots \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Le tableau suivant résume les dimensions des poteaux pris en compte pour les différents étages :

Niveau	N <sub>u</sub>	a >	A	b >	Section (cm <sup>2</sup> )
Sous sol	2992.4	14.85	0,384(b-2)	37.17	50x50
RDC	1531.65	14.85	0,384(b-2)	19.99	50x50
01	1336.17	14.85	0,384(b-2)	17.70	50x50
02	1140.69	14.85	0,384(b-2)	13.60	50x50
03	945.21	14.85	0,344(b-2)	13.10	45x45
04	749.7	14.85	0,344(b-2)	10.80	45x45
05	554.25	14.85	0,304(b-2)	8.51	45x45
06	358.77	14.85	0,304(b-2)	6.21	40x40
07	227.09	14.85	0.304(b-2)	4.66	40x40

**Tableau II. 9:**Tableau récapitulatif résume les dimensions des poteaux.

## II.6 Pré- dimensionnement des voiles :

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. Avec :  $L$  : longueur de voile.  $e$  : épaisseur du voile. 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 indiquées.

$$\begin{cases} e \geq \max(h_e/22; 15)\text{cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15\text{cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq h_e/22 \rightarrow e \geq 306/22 \rightarrow e \geq 13,91\text{cm}$$

Avec :

$L$  : Longueur du voile.

$e$  : Epaisseur du voile.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

On adopte des voiles d'épaisseur  $e = 20\text{cm}$ .

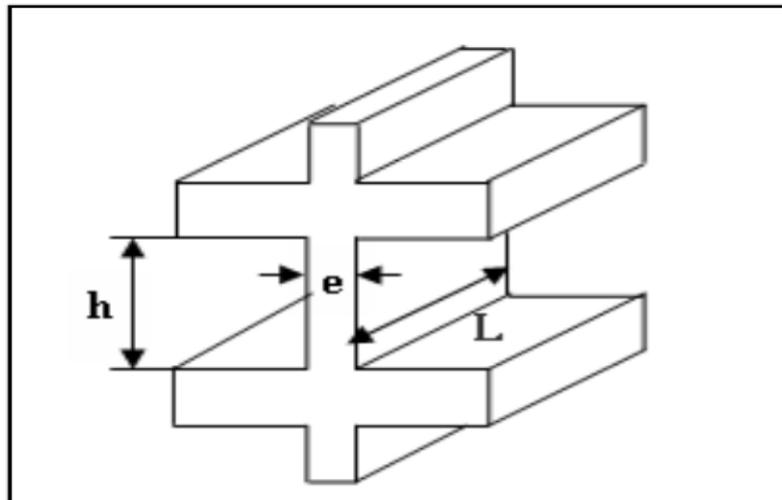


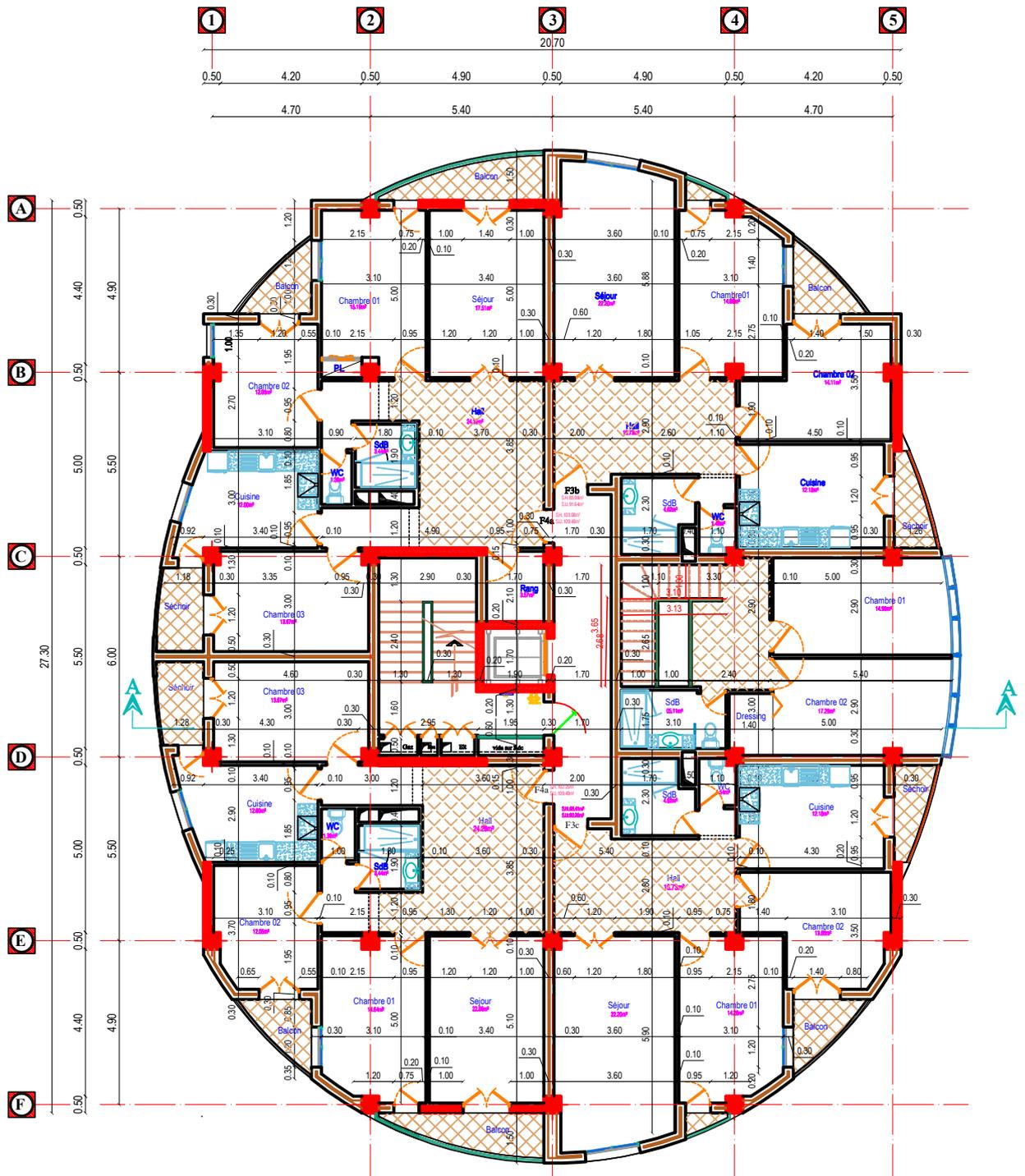
Figure II. 8:Dimensions d'un voile.

**II.7 Conclusion :**

Le tableau ci-dessous résume les sections prises en compte pour les différents étages de la construction .

<b>Eléments</b>	<b>Dimensions (cm)</b>
Plancher en corps creux	(20+5)
Poutres principales	(35 x50)
Poutres secondaires (chainages)	(30x40)
Voiles	20
Les poteaux	(50 x50)
	(45 x45)
	(40 x40)

**Tableau II. 10:**Tableau récapitulatif résume les dimensions prises.



**Plan du 2, 4 & 6 Etage**