

## I.1. Présentation de l'ouvrage :

### I.1.1 Introduction :

Le projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (R+7) à usage multiple constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- 07 étage à usage d'habitation.

Cet ouvrage, sera implanté à Tizi-Ouzou classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

### I.1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur totale : 26.1 m
- La hauteur du RDC : 4,08 m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m
- La longueur du bloc : 21.60 m
- La largeur du bloc : 13,50 m

### I.1.3. Les éléments de l'ouvrage :

- **L'ossature** : l'ossature est composée de :
  - Portique (Poutres et Poteaux).
  - Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.
- **Plancher** : les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés. On distingue deux type de planchers :
  - Plancher à corps creux.
  - Plancher en dalle pleine.
- **Remplissage** : on distingue deux types de murs :
  - Murs de façade réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10cm et 15cm) séparées par une lame d'air de 5 cm.
  - Murs de séparation intérieurs réalisés en simple cloison de briques de 10 cm.
- **Revêtement** : il sera réalisé en :
  - Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
  - Céramique pour les salles d'eau.
  - Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
  - Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- **Les escaliers** :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Les escaliers possèdent 03 volées et 02 paliers intermédiaires pour le RDC et 02 volées et 01 palier intermédiaire pour les autres niveaux, réalisés en béton armé coulé sur place.

## I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### I.2.1- Le béton :

#### I.2.1.1- caractéristiques physiques et mécaniques :(B.A.E.L.91)

##### a) Résistance caractéristique à la compression :

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

$$\text{Pour } j < 28 \text{ jours} \quad f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} f_{c_{28}} ; \text{ pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,4 + 0,95j)} f_{c_{28}} ; \text{ pour } f_{cj} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour le présent projet, on adoptera  $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$

##### b) Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.12 BAEL 91)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{d'où : } f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MPa}$$

##### c) Contrainte limite de compression :

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{cj}}{\theta * \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante ; } \theta = 1 \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle ; } \theta = 1 \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

$\theta$  : Coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action considérée.

= 1 lorsque  $t > 24$  heures.

= 0,9 lorsque  $1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures}$ .

= 0,85 lorsque  $t < 1 \text{ heure}$ .

##### d) Contrainte limite de cisaillement : (art A-5.121 BAEL 91)

$$\tau_u = \min [(0,2 * f_{cj}) / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min [(0,15 * f_{cj}) / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

##### e) Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2.BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{cj} \text{ [MPa]} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

##### f) Module d'élasticité :

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

❖ **Module d'élasticité instantané :** (art A-2.1.21 BAEL 91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ .

Pour  $F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$

❖ **Module d'élasticité différée :** (art A-2.1.22 BAEL 91).

Sous l'effet des contraintes de longue durée d'application :

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

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_v = 10819 \text{ MPa}$

**g) Module d'élasticité transversale :**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa} \quad \text{avec}$$

E : Module de Young (module d'élasticité).

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$\nu = 0.2$  à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$  à l'état limite ultime (ELU).

**h) Diagramme contrainte déformation du béton :**

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c_j}}{\theta * \gamma_b}$$

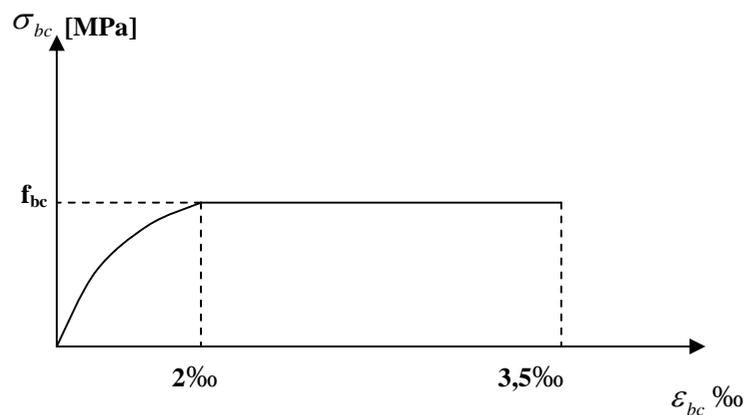


Figure 1 : diagramme "contrainte - déformation"

## 1.2.2- les aciers :

les aciers utilisés sont de trois types :

1. Acier à haute adhérence : FeE 400  $F_e = 400$  MPa.
2. Acier rond lisse FeE235  $F_e = 235$  MPa.
3. Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

### a) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinal ( $E_s$ ) de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200000$  MPa.

### b) limite d'élasticité de l'acier :

- à ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{array} \right.$$
$$\sigma_s = 347,8 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400}$$
$$\sigma_s = 204,35 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers doux FeE235}$$

- à l'ELS :

**Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs, aucune vérification n'est nécessaire.

**Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL 91})$$

**Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.34/BAEL 91})$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  : pour les ronds lisses (rl)

$\eta = 1,6$  : pour les aciers haute adhérence (HA)

c) Diagramme contrainte-déformation de l'acier: (Art A.2.2.2/BAEL 91)

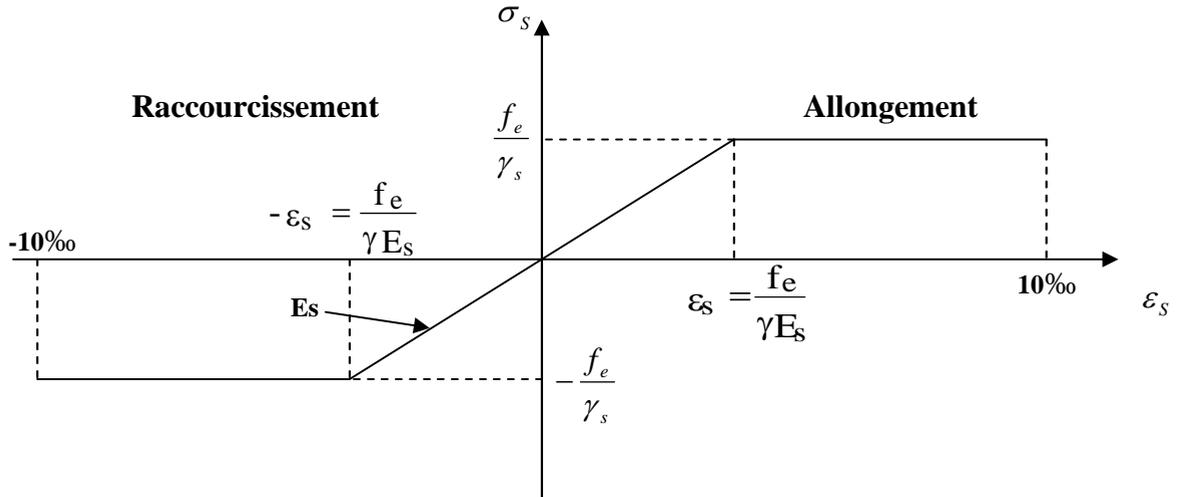


Figure 2 : diagramme "contrainte - déformation"

## II) Pré dimensionnement des éléments et descente de charge :

### II.1) pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

#### II.1.1) Poutres principales :

a) La hauteur  $h_t$  : la hauteur  $h_t$  est donnée par :

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

Avec :  $L_{\max}$  : longueur libre entre axe d'appuis  
 $h_t$  : hauteur totale de la poutre  
 $L_{\max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$

$$\frac{455}{15} \leq h_t \leq \frac{455}{10}$$

$$30,33 \leq h_t \leq 45,5 \text{ cm}$$

Nous prenons :  $h_t = 35 \text{ cm}$

b) La largeur  $b$  :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$
$$14 \leq b \leq 24,5$$

Nous prenons :  $b = 30 \text{ cm}$

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1) :

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4$$

$$b_{\max} = 1,5h_t + b_1 = (1,5 \times 35) + 25 = 77,7 \text{ cm}$$

Avec :

$b_1$  : largeur du poteau.

## II.1.2) Poutres secondaires :

### a) La hauteur $h_t$ :

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

Avec :  $L_{\max}$  : longueur libre entre axe d'appuis ;  
 $h_t$  : hauteur totale de la poutre ;

$$\frac{425}{15} \leq h_t \leq \frac{425}{10}$$

$$28,33 \leq h_t \leq 42,5 \text{ cm}$$

Nous prenons :  $h_t = 30 \text{ cm}$

### b) La largeur $b$ :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous prenons :  $b = 25 \text{ cm}$

### c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1) :

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,20 < 4$$

$$b_{\max} = 1,5h_t + b_1 = (1,5 \times 30) + 25 = 70 \text{ cm}$$

### Conclusion :

Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

Poutres principales :  $h_t = 35 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$

Poutres secondaires :  $h_t = 30 \text{ cm}$  ;  $b = 25 \text{ cm}$

### Remarque :

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (RPA 99) pour un poteau en Zone IIa qui est de  $25 \times 25 \text{ cm}^2$

## II.2) Pré dimensionnement des planchers :

### Plancher en corps creux :

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculer pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : longueur max entre axe d'appuis dans le sens des poutrelles.

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

On a :

$$L = 4,5 - 0,25 = 4,25 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{425}{22.5}$$

$$h_t \geq 18,88 \text{ cm}$$

### Conclusion :

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

## II.3) Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99)

### II.3.1) L'épaisseur (e) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_{e \text{ max}} = 4,08 - 0,20 = 3,88 \text{ m}$$

$$e = \max \left( \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$e = \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm} \quad e = 20 \text{ cm.}$$

Avec :

$h_{e(\text{max})}$  : Hauteur libre du RDC

### II.3.2) Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1) :

Ils sont considérés comme voiles de contreventement, les voiles satisfaisants à la condition :

$$L_{\min} \geq 4.e$$

$$L_{\min} = 2,60 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m}$$

Condition vérifiée

$L_{\min}$  : portée minimale des voiles

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à Tizi-ouzou, zone de moyenne sismicité (IIa).  
L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 20\text{cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion :

On adoptera une épaisseur des voiles :  $e = 20 \text{ cm}$ .

### II.4) Charges et surcharges :

#### II.4.1) Charges permanentes :

##### a) Plancher terrasse (corps creux) :

1- Protection lourde ( $e_p = 5\text{cm}$ ).....	1,00 KN /m <sup>2</sup>
2- Etanchéité multiple ( $e_p = 2\text{cm}$ ).....	0,12 KN /m <sup>2</sup>
3- Forme de pente ( $e_p = 7\text{cm}$ ).....	1,54 KN /m <sup>2</sup>
4- Para vapeur (Feuille polyane).....	0,01 KN/m <sup>2</sup>
5- Isolation thermique en liège ( $e_p = 5\text{cm}$ ) ....	0,16 KN /m <sup>2</sup>
6- Plancher corps creux (16 + 4cm).....	2,80 KN /m <sup>2</sup>
7- Enduit de plâtre ( $e_p = 2\text{cm}$ ) .....	0,20 KN /m <sup>2</sup>
	<b>G = 5,83 KN /m<sup>2</sup></b>

##### b) dalle pleine (couvrante la salle machine) :

1- Protection lourde ( $e_p = 5 \text{ cm}$ ).....	1,00 KN /m <sup>2</sup>
2- Etanchéité multiple ( $e_p = 2 \text{ cm}$ ).....	0,12 KN /m <sup>2</sup>
3- Forme de pente ( $e_p = 7\text{cm}$ ).....	1,54 KN /m <sup>2</sup>
4- Para vapeur (Feuille polyane).....	0.01 KN/m <sup>2</sup>
5- Isolation thermique en liège ( $e_p = 5 \text{ cm}$ ) ...	0,16 KN /m <sup>2</sup>
6- Dalle pleine en béton armé ( $e_p = 15 \text{ cm}$ )...	3,75 KN /m <sup>2</sup>
7- Enduit de plâtre ( $e_p = 2 \text{ cm}$ ) .....	0,20 KN /m <sup>2</sup>
	<b>G = 6,78 KN /m<sup>2</sup></b>

**c) Plancher étages courants (corps creux) :**

1-Revêtement en carrelage	( $e_p = 2\text{cm}$ ).....	0,40 KN /m <sup>2</sup>
2-Mortier de pose	( $e_p = 3\text{cm}$ ).....	0,60 KN /m <sup>2</sup>
3-Couche de sable	( $e_p = 3\text{cm}$ ).....	0,66 KN /m <sup>2</sup>
4-Plancher corps creux	(16 +4 cm).....	2 ,80 KN /m <sup>2</sup>
5-Enduit de plâtre	( $e_p = 2\text{cm}$ ).....	0,20 KN /m <sup>2</sup>
6-Maçonnerie en brique creuse	( $e_p = 10\text{cm}$ ).....	0,90 KN /m <sup>2</sup>
		<b>G = 5,56 KN/m<sup>2</sup></b>

**f) Cloisons extérieures :**

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison):

Enduit extérieure :	.....	0,02×2000= 40 kg/m <sup>2</sup>
Briques creuses :	.....	0,15×1400=210 kg/m <sup>2</sup>
Brique creuse :	.....	0,10×1400=140 kg/m <sup>2</sup>
Enduit intérieur :	.....	0,015×1200=18 kg/m <sup>2</sup>
		<b>G= 4,08 kN/m<sup>2</sup></b>

**II.4.2) Surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse.....	1,00 KN /m <sup>2</sup>
Plancher étages courants .....	1,50 KN /m <sup>2</sup>
Balcons.....	3,50 KN /m <sup>2</sup>
Plancher du RDC.....	1,50 KN /m <sup>2</sup>
Escalier .....	2,50 KN /m <sup>2</sup>

**II.5) pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

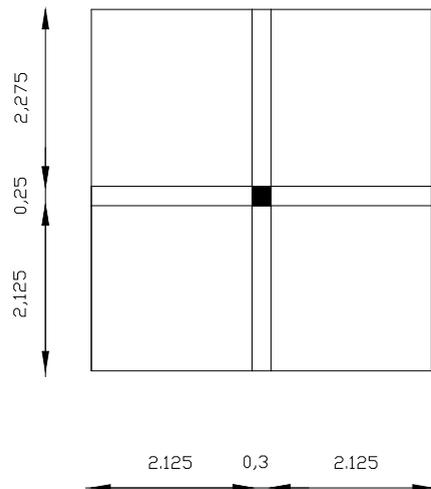
Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple. En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_b}$$

Avec :

- $\sigma_b$  : contrainte de compression du béton.
- S : section du poteau.
- N : effort normal revenant au poteau



**II.5.1) Calcul de l'effort normal sous poteau (B-2) :**

**1) Surface d'influence revenant au poteau :**

$$S = (2,125 \times 2,125) \times 2 + (2,125 \times 2,275) \times 2 = 18,7 \text{ m}^2$$

## 2) Poids propre des poutres :

Poutres principales :  $G_{pp} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 4,40 = 9,625 \text{ KN}$

Poutres secondaire :  $G_{ps} = 0,25 \times 0,3 \times 25 \times 4,25 = 7,97 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres :  $G_p = 9,625 + 7,97 = 17,60 \text{ KN}$

## 3) Poids des planchers :

Plancher terrasse :  $G = 5,83 \times 18,7 = 109,02 \text{ KN}$

Plancher courant :  $G = 5,56 \times 18,7 = 103,97 \text{ KN}$

## 4) Poids propre des poteaux :

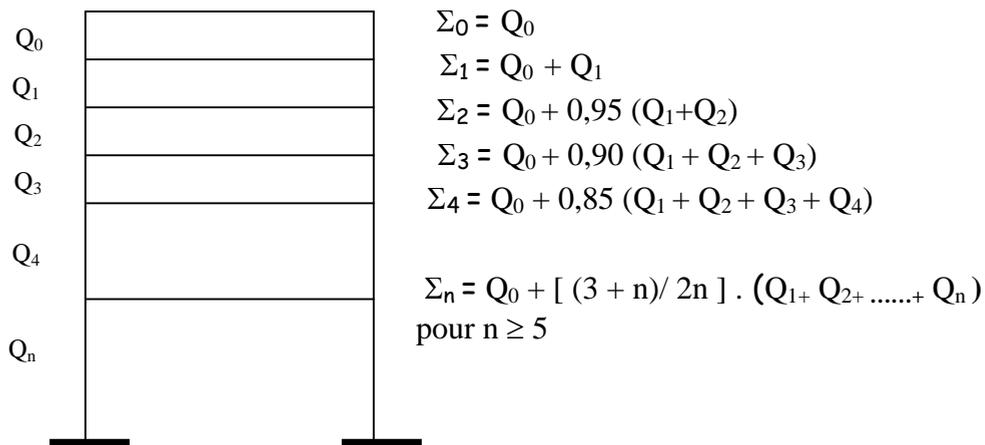
Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, en fur et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

### II.5.2) Surcharges d'exploitation :

#### II.5.2.1) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée  $n > 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différente

#### Coefficients de dégression des charges :



(Tab II.1) : Coefficients de degression des surcharges

Niveau	7	6	5	4	3	2	1	0
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,8	0,75	0,714

### II.5.2.2) Les surcharges Cumulées :

$$7^{\text{ème}} \text{ NIV} : Q_0 = 18,7 \text{ KN}$$

$$6^{\text{ème}} \text{ NIV} : Q_0 + Q_1 = 46,75 \text{ KN}$$

$$5^{\text{ème}} \text{ NIV} : Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 72,00 \text{ KN}$$

$$4^{\text{ème}} \text{ NIV} : Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 94,43 \text{ KN}$$

$$3^{\text{ème}} \text{ NIV} : Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 114,07 \text{ KN}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ NIV} : Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 130,90 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} \text{ NIV} : Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 144,92 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} : Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 158,89 \text{ KN}$$

**(Tab II-2) : Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (B- 2)**

Niveaux	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N =G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S ≥N/σ <sub>bc</sub>	Section adoptée
7	109,02	17,60	00	126,62	126,62	18,70	18,70	145,32	96,88	30x30
6	103,97	17,60	5,74	127,31	253,93	28,05	45,75	299,68	199,79	30x30
5	103,97	17,60	5,74	127,31	381,24	28,05	72,00	453,24	302,16	30x30
4	103,97	17,60	5,74	127,31	508,55	28,05	94,43	602,98	401,99	30x30
3	103,97	17,60	5,74	127,31	635,86	28,05	114,07	749,93	499,95	30x30
2	103,97	17,60	5,74	127,31	763,17	28,05	130,90	894,07	596,05	35x35
1	103,97	17,60	5,74	127,31	890,48	28,05	144,92	1035,4	690,27	35x35
0	103,97	17,60	7,65	129,22	1019,7	28,05	158,89	1178,59	785,73	35x35

### II-5-3) Vérification des poteaux au flambement :

Le calcul des poteaux au flambement, constitue à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

$\lambda$  : Élancement du poteau ;

$l_f$  : Longueur de flambement ; ( $l_f = 0,7 \cdot L_0$ )

$i$  : Rayon de gyration; ( $i = [I/B]^{1/2}$ )

$I$  : Moment d'inertie; ( $I = bh^3/12$ )

$B$ : Section transversale du Poteau ; ( $B = a \cdot b$ )

$L_0$  : Longueur libre du poteau ;

$$\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$$

- 1-Poteaux du RDC :  $\lambda = 2,42 \times 3,88 / 0,35 = 26,83 < 50 \Rightarrow$  Vérifiée
- 2-Poteaux du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage :  $\lambda = 2,42 \times 2,86 / 0,35 = 19,77 < 50 \Rightarrow$  Vérifiée
- 3-Poteaux du 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage :  $\lambda = 2,42 \times 2,86 / 0,30 = 23,07 < 50 \Rightarrow$  Vérifiée

### III) Calcul des éléments :

#### III.1) L'acrotère :

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort  $G$  dû à son poids propre et un effort latéral  $Q$  dû à la main courante engendrant un mouvement de renversement  $M$  dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

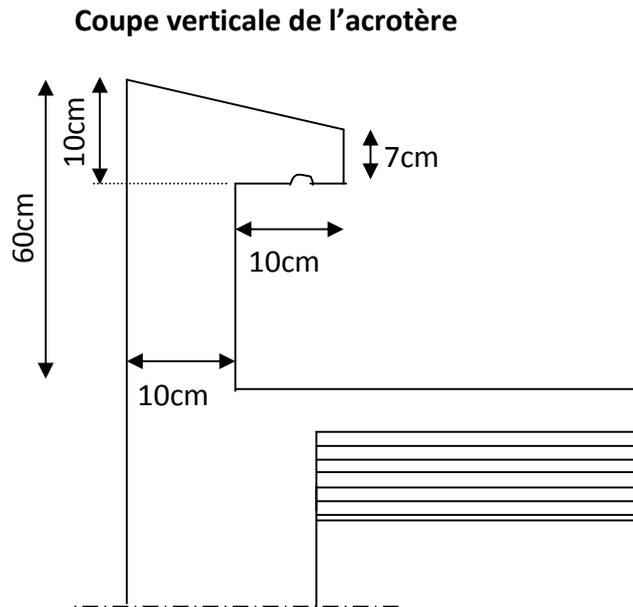


Fig : III -1

#### III.1-1) Schémas statiques :

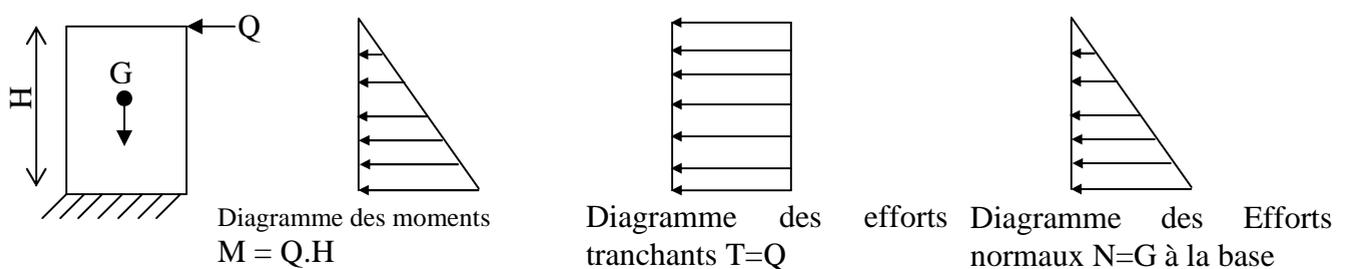


Fig : III -2

### III.1-2) Calcul des efforts :

Effort normal dû au poids propre :  $G = \rho \cdot S$

$$G = 25 \times \left( \frac{0,03 \times 0,2}{2} + 0,07 \times 0,2 + 0,5 \times 0,1 \right)$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml.}$$

$\rho$  : Masse volumique du béton.

$S$  : Section longitudinale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$ :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,675 \text{ KN}$

Moment de renversement  $M$  dû à l'effort horizontal :  $M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

### III.1-3) Combinaisons de charges :

a) E L U : La combinaison est  $1,35 G + 1,50 Q$

Effort normal de compression dû à  $G$  :  $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à  $Q$  :  $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

b) E L S : La combinaison est  $G + Q$

Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,675 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement :  $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$

### III.1-4) Ferrailage :

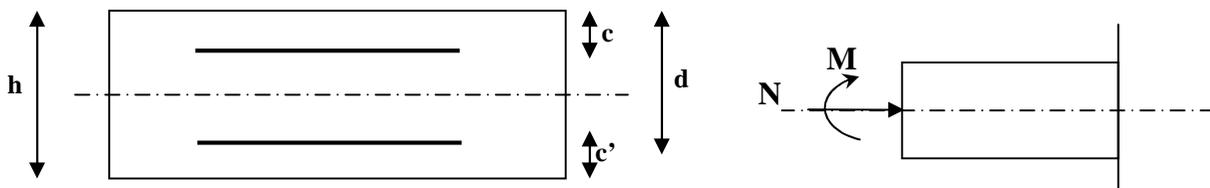


Fig : III -3

$h$  : Epaisseur de la section.

$c$  et  $c'$  : Enrobage.

$d = h - c$  : Hauteur utile.

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

#### a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,9}{2,261} = 0,398 \text{ m}$$

$$e_u = 39,8 \text{ cm}$$

$$(h/2) - c = 10/2 - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u = 39,8 \text{ cm} > (h/2) - c = 3 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal ( $N$ ) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis on se ramènera à la flexion composée.

### b) Calcul en flexion simple :

-Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,261 \times \left( \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,968 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,968 \times 1000}{100 \times 8^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,0106 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,995$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,968 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,349 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,349 \text{ cm}^2$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

### c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,349 - \frac{22,61}{348}$  (compression)

$$A = 0,284 \text{ cm}^2$$

## III.1-5) Vérification à l'ELU :

### III.1-5-1) Condition de non fragilité :

La formule est donnée par le BAEL, Art.A.4.21.

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_u - 0,455 \times d}{e_u - 0,185 \times d} \right]. \quad b: \text{ épaisseur de console.}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \frac{39,8 - 0,455 \times 8}{39,8 - 0,185 \times 8} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2 > A_{\text{calcul}} = 0,284 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Par conséquent nous prenons :  $A = A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2.$$

Soit : 3HA8 = 1,5 cm<sup>2</sup> Avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.1-5-2) Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$$\bar{\tau} = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad ; \quad V_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1500 / 80 \times 1000 = 0,0187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.1-5-3) Vérification des contraintes I 'adhérence d'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 4 \times 3,14 \cdot 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 80 \times 100,5}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.1-6) Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier :

#### A. vérification des contraintes de compression dans l'acier:

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

Avec :  $\eta = 1,6$  pour 6 mm : coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_s = \min[226,67, 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,920) = 0,24$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,24}{15(1 - 0,24)} = 0,0210$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### B. vérification des contraintes de compression dans le béton:

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,0210 \times 40,56 = 0,852 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,852 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.1-7) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3) :

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

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

A : Coefficient de zone.

(Zone II<sub>a</sub>, groupe d'usage 2) (A = 0,15)

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale (C<sub>p</sub> = 0,8)

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère = 1,675 kN/ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III-2) Calcul de l'escalier :

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

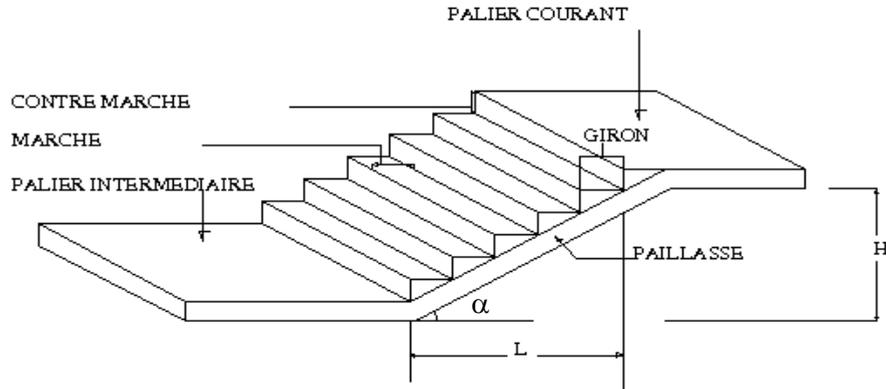


Fig : III -4

#### Notations utilisées :

- G : giron,
- h : hauteur de la contre marche,
- ep : épaisseur de la paillasse,
- H : hauteur de la volée,
- L : longueur de la volée projetée,

#### III-2-1) Type I :

##### III-2-1-1) Pré dimensionnement :

le Calcul du nombre de marches (n-1) pour chaque volée :

$$\begin{aligned} n \cdot h &= H \\ (n - 1) G &= L \\ 2h + G &= 64 \\ -0,64 n^2 + (2H + L + 0,64) \cdot n - 2H &= 0 \end{aligned}$$

Avec :

$$\begin{aligned} H &= 1,53 \text{ m} \\ L &= 2,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Après résolution de l'équation du deuxième ordre, on obtient  $n = 9$

D'où le nombre de marches (n-1) = 8 marches.

-Calcul de la hauteur de la contre marche et le giron

$$\begin{aligned} h &= H / n = 153 / 9 = 17 \text{ cm} \\ G &= L / (n-1) = 240 / 8 = 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

-Vérification de la relation de **BLONDEL**

$$\begin{aligned} 59 \text{ cm} &\leq G + 2h \leq 66 \text{ cm} \\ 59 \text{ cm} &\leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm} \\ \Rightarrow &\text{La relation est vérifiée.} \end{aligned}$$

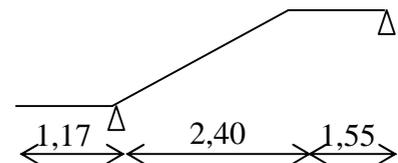


Fig : III -5

### III-2-1-2) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

L'épaisseur du palier et de la paillasse ( $e_p$ ) est donnée par :

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

$L_0$  : Longueur de palier et de la paillasse

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ, \operatorname{Cos} \alpha = L / L_1$$

$$L_1 = \frac{L}{\operatorname{cos} \alpha} = \frac{2.4}{0.87} = 2.76 \text{ m}$$

$$L_0 = 1.55 + 2.76 = 4.31 \text{ m}$$

$$\frac{431}{30} \leq e_p \leq \frac{431}{20} \Rightarrow 14.36 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.55 \text{ cm}$$

Nous prenons:  $e_p = 20 \text{ cm}$

#### Conclusion :

Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

### III-2-1-3) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

#### a) Charges et surcharges :

<b>La volée</b> : Poids des marches.....	$22 \times 0,17 / 2 = 1,87 \text{ KN/m}^2$
Poids de la volée.....	$25 \times 0,2 / \operatorname{cos} 29.53 = 5,75 \text{ KN/m}^2$
Poids des revêtements.....	$= 1,24 \text{ KN/m}^2$
Poids des gardes corps.....	$= 0,20 \text{ KN/m}^2$
	$G = 9,06 \text{ KN/m}^2$
<b>Le palier</b> : Poids de la dalle.....	$0,2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$
Poids des revêtements.....	$= 1,24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 6,24 \text{ KN/m}^2$
Surcharges d'exploitation .....	$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

#### d) Combinaisons des charges :

ELU :  $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1$   
La volée :  $q_u = (1,35 \times 9,06 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,98 \text{ KN/ml}$   
Le palier :  $q_u = (1,35 \times 6,24 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,17 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$

La volée :  $q_s = (9,06 + 2,5) \times 1 = 11,56 \text{ KN/ml}$   
Le palier :  $q_s = (6,24 + 2,5) \times 1 = 8,74 \text{ KN/m}$

### III-2-1-4) Ferrillage :

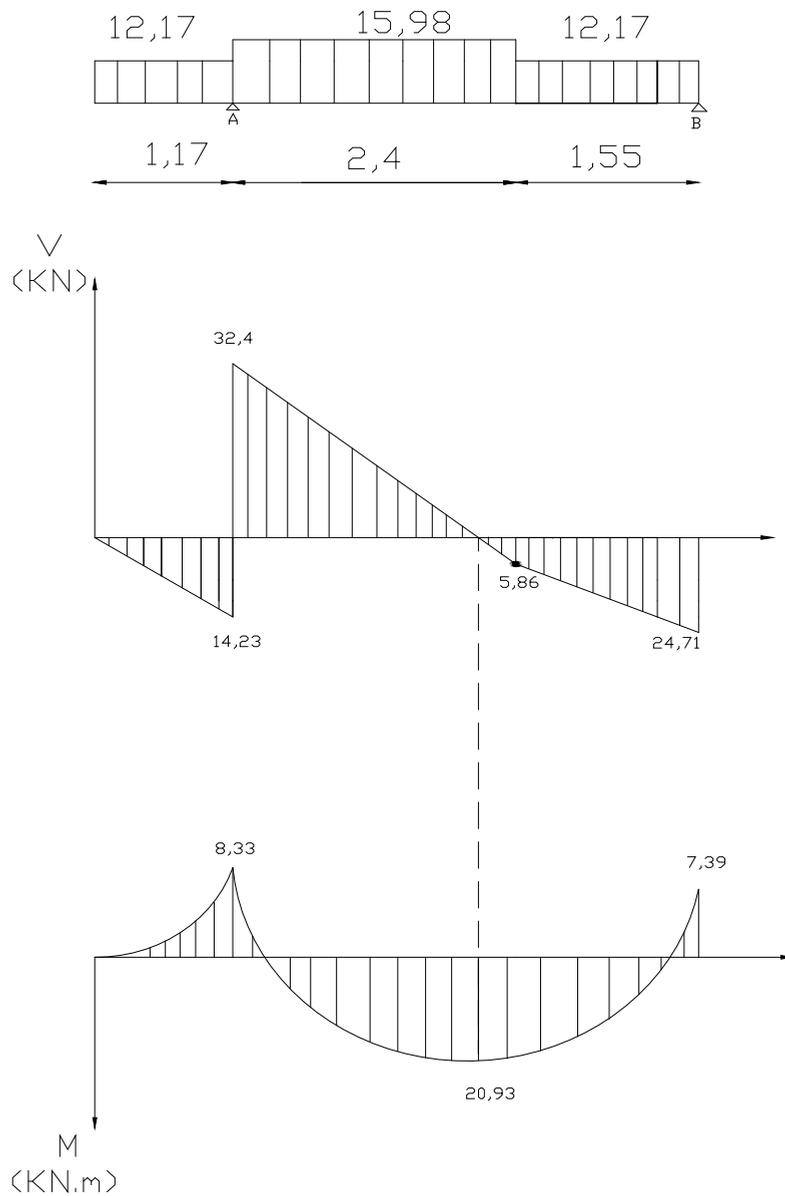
#### a) Calcul des efforts :

Les réactions aux appuis

$$R_A = 46,73 \text{ KN}$$

$$R_B = 24,71 \text{ KN}$$

**Remarque :** les efforts internes sont obtenus avec l'utilisation de la méthode des coupes (les tronçons)



Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants a l'ELU

## b) Calcul des armatures :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

Sur appuis A :  $M_a = 8,33 \text{ KN.m}$

- Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$
$$\mu_b = \frac{8,33 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,018$$

⇒ Section simplement armée

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$
$$A_s = \frac{8,33 \times 10^6}{0,991 \times 180 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 33 \text{ cm}$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,35}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 3\text{HA}8 = 1,50 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 33 \text{ cm}$

Sur appuis B :  $M_a = 7,39 \text{ KN.m}$

- Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$
$$\mu_b = \frac{7,39 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,016$$

⇒ Section simplement armée.

$$\mu_b = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$
$$A_s = \frac{7,39 \times 10^6}{0,992 \times 180 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 33 \text{ cm}$ .

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2,35}{4} = 0,59 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_r = 3HA8 = 1,5 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 33 \text{ cm}$

**En travée:  $M_t = 20,93 \text{ KN.m}$**

- **Armature principale :**

$$\mu_b = \frac{M_{tu}}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{20,93 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,045$$

⇒ Section simplement armée.

$$\mu_b = 0,045 \Rightarrow \beta = 0,977$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{20,93 \times 10^6}{0,977 \times 180 \times 348} = 3,42 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### III-2-1-5) Vérification à l'E L U :

#### A) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < (A_{sa}, A_{sb}, A_{st}) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### b) Espacement des barres :

-armatures principales :  $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  vérifiée

-armatures de répartition :  $S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$  vérifiée

#### c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

**Appui A :**

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{32,4 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 2,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

**Appui B :**

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{24,71 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.}$$

**d) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 5-1.2)**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{32400}{1000 \times 180} = 0,18 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Ancrage des barres : (BAEL 91 Art A6-1.2.1)**

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$L_s = \frac{400 \times \phi}{4 \times 2,84} = 35,21 \Phi$$

A l'appui B  $\Rightarrow L_s = 35,21 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm.}$$

**f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)**

$$V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 180 \times 1000}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_{u(\max)} = 32,4 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1080 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

**g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$A_a = 2,35 \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] = 1,93 \quad \Rightarrow \text{Donc vérifiée}$$

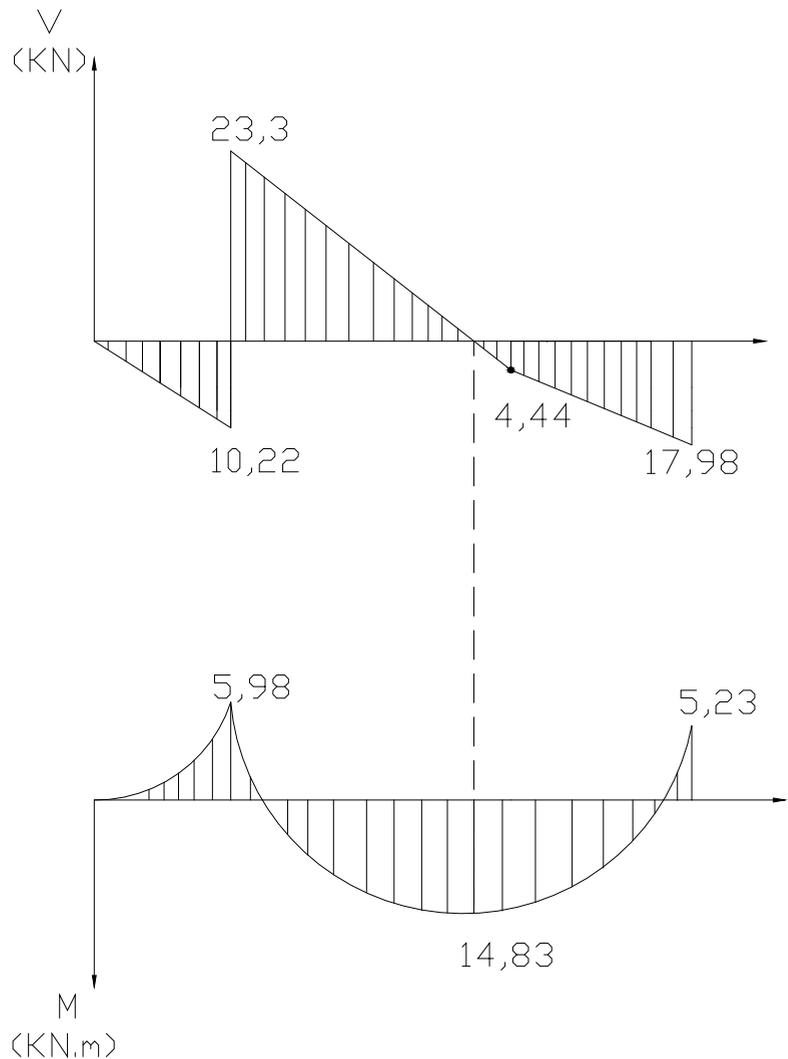
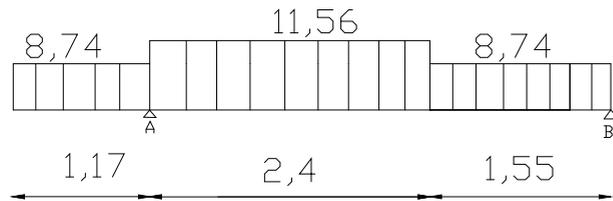
**III-2-1-6) Vérifications à l'ELS :**

**Calcul des efforts à l'ELS :**

$$R_A = 33,53 \text{ KN}$$

$$R_B = 17,98 \text{ KN}$$

**Remarque :** les efforts internes sont obtenus avec l'utilisation de la méthode des coupes (les tronçons)



**a) l'état limite d'ouverture des fissurations :**

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

**b) L'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

**En travée :  $M_t = 14,83$  KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1-\beta) = 3(1-0,920) = 0,24$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,24}{15(1-0,24)} = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{14,83 \times 10^6}{452 \times 0,920 \times 180} = 198,13 MPa$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 4,16 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$$

**Appuis A :  $M_{a1} = 5,98$  KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{100 \times 18} = 0,130$$

$$\beta_1 = 0,940 \Rightarrow K = 0,014$$

$$\sigma_s = \frac{5,98 \times 10^6}{59,8 \times 0,940 \times 180} = 591,01 MPa$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 8,27 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$$

**Appuis B :  $M_{a2} = 5,23$  KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{100 \times 18} = 0,130$$

$$\rho_1 = 0,130 \Rightarrow \beta_1 = 0,940 \Rightarrow K = 0,014$$

$$\sigma_s = \frac{M_{a1}}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{5,23 \times 10^6}{235 \times 0,940 \times 180} = 131,53 MPa$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 1,84 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$$

**c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_v I_0} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 cm$$

$$q_{\max} = \max(q_{1s}, q_{2s}) = 11,74 KN/ml$$

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_{sr}d}{bh + 15A_t} = \frac{50 \times 400 + 15 \times 4,52 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 4,52}$$

$$V_1 = 10,26 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 9,74 \text{ cm}$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{sr}(V_2 - c)^2 \Rightarrow I_0 = 70863,61 \text{ cm}^4$$

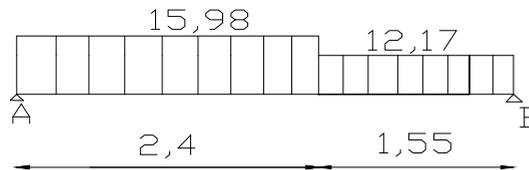
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,74 \times (3,95)^4}{10819 \times 70863,61 \times 10^{-5}} = 0,0048 \text{ m} = 0,48 \text{ cm}$$

$$f = 0,48 \text{ cm} < \bar{f} = 0,79 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III-2-2) Type II :

#### III-2-2-1) Ferrailage :

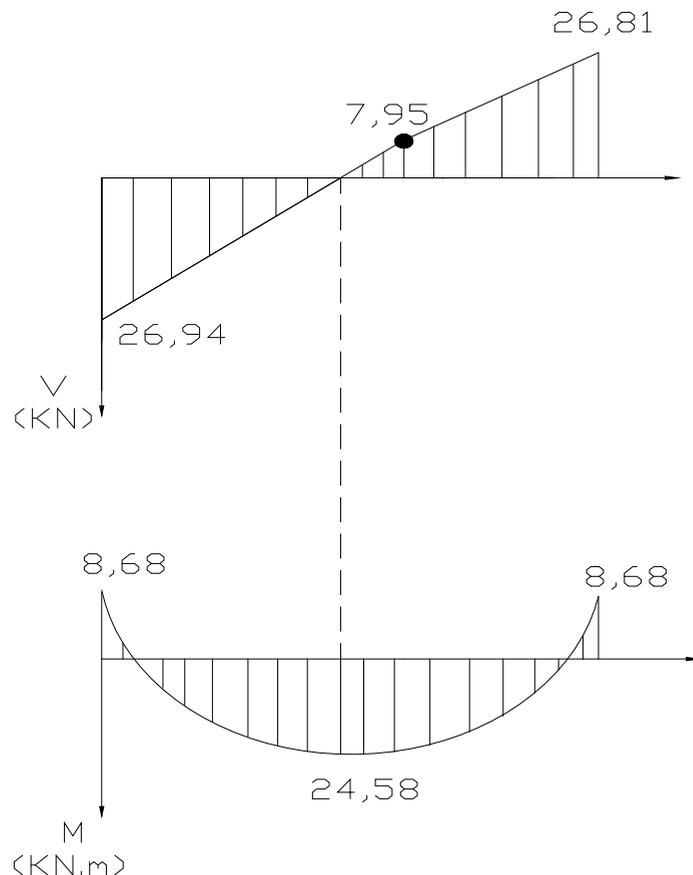
##### a) Calcul des efforts :



Les réactions aux appuis :

$$R_A = 30,4 \text{ KN}$$

$$R_B = 26,81 \text{ KN}$$



Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

**b) Calcul des armatures :**

**Sur appuis :  $M_a = 8.68 \text{ KN.m}$**

- **Armature principale :**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$
$$\mu_b = \frac{8.68 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,018$$

$\Rightarrow$  SSA

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$
$$A_s = \frac{8,68 \times 10^6}{0,989 \times 180 \times 348} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 33 \text{ cm}$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.35}{4} = 0.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En travée:  $M_t = 24.58 \text{ KN.m}$**

- **Armature principale :**

$$\mu_b = \frac{M_{tu}}{b \times d \times f_{bu}}$$
$$\mu_b = \frac{24,58 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0.053$$

$\Rightarrow$  SSA

$$\mu_b = 0,053 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$
$$A_s = \frac{24,58 \times 10^6}{0.968 \times 180 \times 348} = 4.03 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### III-2-2-2) Vérification à l'E L U :

#### a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

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

#### b) Espacement des barres :

Armatures principales :  $S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  vérifiée

Armatures de répartition :  $S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$  vérifiée

#### c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,08 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{26,94 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 150,8} = 1,1 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

#### d) Vérification de l'effort tranchant :(BAEL 91 Art 5-1.2)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{26,94 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

#### e) Ancrage des barres : (BAEL 91 Art A6-1.2.1)

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$L_s = \frac{400 \times \phi}{4 \times 2,84} = 35,27 \Phi$$

$L_s = 35,27 \text{ cm}$

**f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)**

$$V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 180 \times 1000}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_{u(\max)} = 26.94 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1080 \text{ KN} . \Rightarrow \text{Vérfié.}$$

**g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

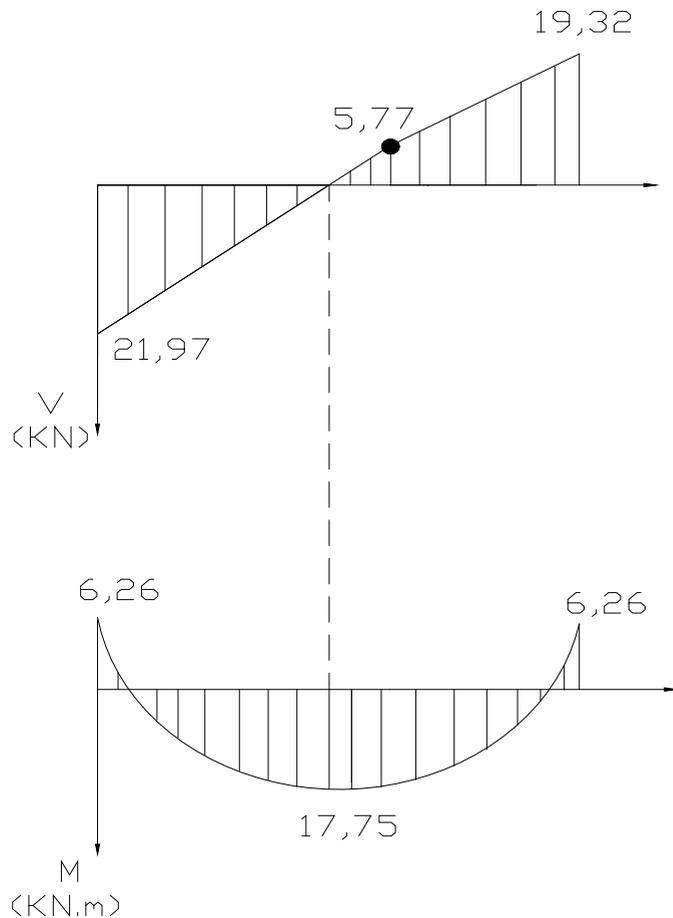
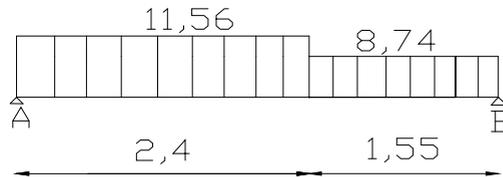
$$A_a = 2,35 \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] = 0,23 \Rightarrow \text{Donc vérifiée}$$

**III-2-2-3) Vérifications à l'ELS :**

**Calcul des efforts à l'ELS :**

$$R_A = 21.97 \text{ KN}$$

$$R_B = 19.32 \text{ KN}$$



Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants a l'ELS

**a) l'état limite d'ouverture des fissurations :**

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

**b) L'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

**En travée : Mt = 17.75 KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,25$$

$$\rho_1 = 0,25 \Rightarrow \alpha = 0,24 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,24}{15(1-0,24)} = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{17,75 \times 10^6}{565 \times 0,920 \times 180} = 189,71MPa$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 3,98 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$$

**Appuis : Ma= 6,26 KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{100 \times 18} = 0,13$$

$$\beta_1 = 0,94 \Rightarrow \alpha = 0,18 \Rightarrow K = 0,014$$

$$\sigma_s = \frac{6,26 \times 10^6}{393 \times 0,94 \times 180} = 157,43MPa$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 2,20MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$$

**c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_v I_0} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 cm$$

$$q_{max} = \max (q_{1s}, q_{2s}) = 11,56 KN/ml$$

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d}{bh + 15A_t} = \frac{50 \times 400 + 15 \times 4,52 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 4,52}$$

$$V_1 = 10,26 cm \Rightarrow V_2 = 9,74 cm$$

$$I_0 = \left( V_1^3 + V_2^3 \right) \frac{b}{3} + 15A_{st}(V_2 - c)^2 \Rightarrow I_0 = 67326,64 cm^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,56 \times (3,95)^4}{10819 \times 67326,64 \times 10^{-5}} = 0,005 m$$

$$f = 0,5cm < \overline{f} = 0,85 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III-3) Calcul de la poutre palière :

#### Introduction:

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

#### III-3-1) Prédimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$h_t$  : la hauteur de la poutre

$L$  : portée libre  $L = 2,8$  m

$$18,67 \leq h_t \leq 28$$

#### Recommandation de RPA 99 Version 2003

$$h \geq 30 \quad , \quad b \geq 25$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,2 < 3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### III-3-2) Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre :  $G = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875$  KN/m

- poids du mur :  $G = 4,08 \times 3,06 = 12,48$  KN/m

- Charge d'exploitation :  $Q = 2,5$  KN/m

- Réaction du palier :

$$\text{ELU: } R_u = 26,81 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } R_s = 19,32 \text{ KN}$$

#### III-3-3) Calcul à l'état limite ultime :

##### a) Combinaison à considérée :

$$q_u = [(1,35 \times (12,48 + 1,875)) + ((26,81 \times 2) / 2,8)]$$

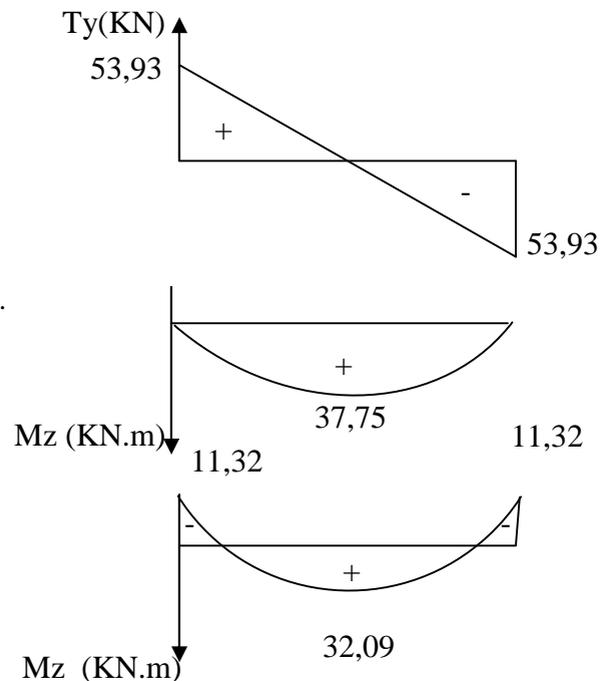
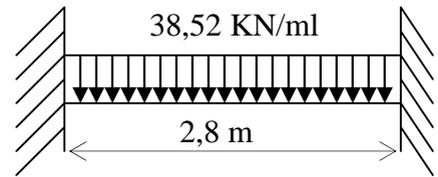
$$q_u = 38,52 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = [(12,48 + 1,875) + ((19,32 \times 2) / 2,8)]$$

$$q_s = 28,15 \text{ KN/m}$$

##### b) Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{38,52 \times 2,8}{2} = 53,93 \text{ KN}$$



Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

**c) Moment fléchissant et l'effort tranchant :**

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 38,52 \times \frac{(2,8)^2}{8} = 37,75 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,30 M_{\max} = -11,32 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 32,09 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :  $V_u^{\max} = 53,93 \text{ KN}$ .

**d) Calcul les armatures longitudinales :**

Tableau III.1 :

Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	Obs	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Adoptée
Travée	32,09	0,115	0,939	SSA	3,51	3HA14=4,62
Appuis	11,32	0,041	0,979	SSA	1,19	3HA12=3,39

**III-3-4) Vérification à l'ELU :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2 < (A_t = 4,62 \text{ cm}^2, A_a = 3,39 \text{ cm}^2)$$

**b) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{53,93}{25 \times 28} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

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

$$V_u = 53,93 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times bd \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 547,83 \text{ KN.}$$

**d) Influence de l'effort  $V_u$  sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 30,35 + \frac{-11,32}{0,9 \times 0,28} \right) = 2,84 \text{ cm}^2. \quad \text{Vérfiée.}$$

**e) Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\sum u_i = 3,14 \times 3 \times 1,2 = 11,31 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{ua}}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{53,93}{0,9 \times 28 \times 11,31}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

**f) Calcul des ancrages des barres :**

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_{su}} \Phi = 35,27 \Phi$$

$$L_s = 42,33 \text{ cm}$$

Nous adaptons pour des raisons pratique un crochet normal sera calculée comme suit :

$$L_r = 0,4 L_s = 16,93 \text{ cm}$$

$$L_r = 17 \text{ cm}$$

**g) Calcul les armatures transversales :**

**Diamètre :**  $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1,2 \right\} = 0,86 \text{ cm} , \quad \text{Nous prenons : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

**Section minimale d'armatures transversales :**

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3 \text{ HA8} = 1,5 \text{ cm}^2 > 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Espacement :**  $S_{t \max} \leq \min \{0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}$

$$S_{t1} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{3,39 \times 400}{0,4 \times 25} = 135,60 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = \frac{0,8 \times 3,39 \times 400}{25(1,89 - 0,3 \times 2,1)} = 34,44 \text{ cm}$$

$$S_t = \min \{S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}\} = 25 \text{ cm}$$

**Selon le RPA version 2003 : (Art 7.5-2)**

L'espacement doit vérifiée :

Aux appuis :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\right) = \min(7,5, 14,4, 30).$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

En travée :

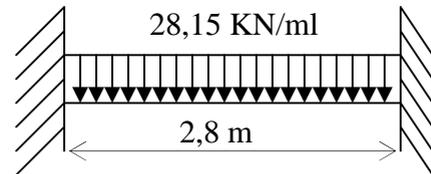
$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

**III-3-5) Vérification à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = [(12,48 + 1,875) + ((19,32 \times 2)/2,8)]$$

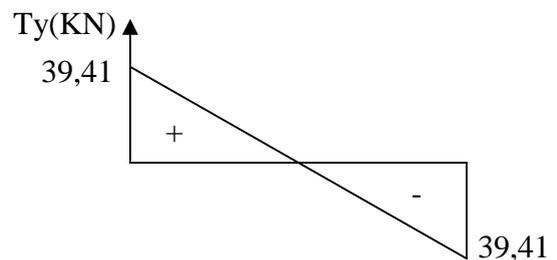
$$q_s = 28,15 \text{ KN/m}$$



**a) Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 39,41 \text{ KN}$$

$$T_u = q_s L / 2 = 28,15 \times 2,8 / 2 = 39,41 \text{ KN}$$

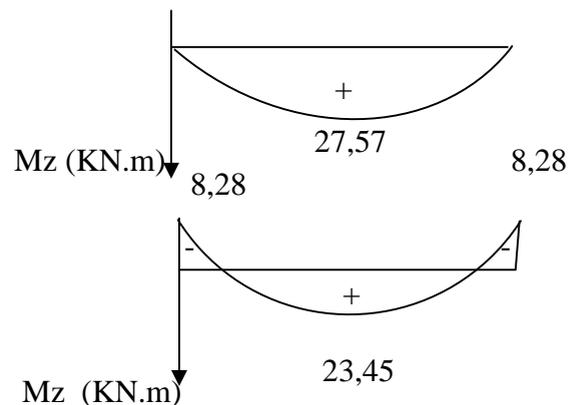


**b) Les moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 27,57 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -8,28 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 23,45 \text{ KN.m}$$



Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

**c) Vérification des contraintes du béton et de l'acier :**

Tableau III.2 :

zone	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{b,s}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)
travée	23,45	4,62	0,66	0,881	0,037	205,76	7,61	15
appuis	8,28	3,39	0,484	0,895	0,031	97,47	3,02	15

Les contraintes sont vérifiées à l'ELS.

**d) État limite de déformation : (vérification de la flèche ) :**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{280} = 0,11 > 0,0625$$

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0,1 \times \frac{23,45}{27,57} = 0,085 \quad 0,11 > 0,085$$

$$-\frac{A_s}{b.d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées.

### III-4) Calcul du plancher :

#### III-4-1) Introduction :

Les planchers (16+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposante sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

#### III-4-2) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Dans le calcul, la poutrelle est calculée comme une poutre en T.

Les règles (BAEL) précisent que la largeur de la table de compression ( $b_1$ ), est à prendre en compte dans chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \frac{L}{2} \dots\dots\dots(1)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} \dots\dots\dots(2)$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} (x) \dots\dots\dots(3)$$

Avec :

L : Distance entre 2 paramètres voisins de deux poutrelles

$L_1$  : Longueur de la plus grande travée

x : Distance de la section considère à l'axe de l'appui le plus proche

$b_0$  : Largeur de la nervure

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression

Application :

$$b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{450 - 30}{10} = 42 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} x = \frac{2}{3} \times \frac{420}{2} = 140 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (1. 2. 3) \quad b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$D'où : b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

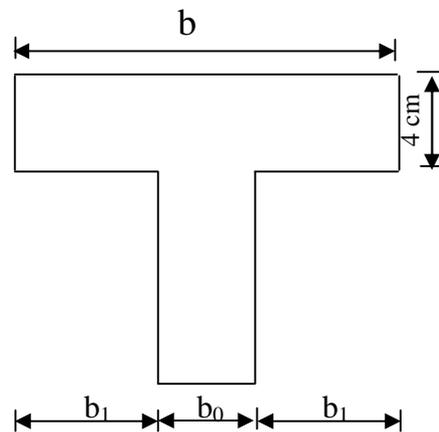


Fig : III -6

### III-4-2-1) Calcul des armatures :

#### a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = 4.L / f_c = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L:Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

$$\text{Soit : } 5 \text{ } \phi 5 / \text{ml}, \quad A = 0,98 \text{ cm}^2 \\ S_t = 20 \text{ cm}$$

#### b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,98 / 2 = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ } \phi 5 / \text{ml}, \quad A = 0,98 \text{ cm}^2 \\ S_t = 20 \text{ cm}$$

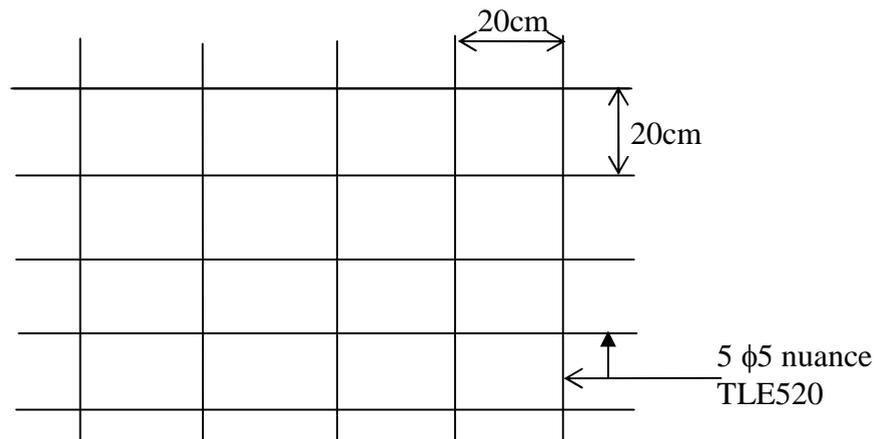


Figure III.7 : Treillis soudé de 20x20 cm

### Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5x200x200) mm<sup>2</sup>.

### III-4-2-2) Calcul de la poutrelle :

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation, Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes.

#### 1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses (02) extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

#### 1) Chargements :

$$\text{Poids propre} \dots\dots\dots G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids des corps creux} \dots\dots\dots G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de la main d'œuvre} \dots\dots Q = 1 \text{ KN/ml}$$

## 2) Ferrailage à L'ELU :

La combinaison de charges à considérer :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,499 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_t = q_u L^2 / 8 = 2,499 \times (4,2)^2 / 8 = 5,51 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T = q.L / 2 = 2,499 \times 4,2 / 2 = 5,25 \text{ KN}$$

## 3) Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 0,808 > \mu_R = 0,394 \quad (\text{SDA})$$

### Conclusion :

Vue la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

### 2<sup>eme</sup> étape : après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

$$\text{Poids propre du plancher : } G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ ml.}$$

La combinaison de charge :

$$\text{- ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,34 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 4,59 \text{ KN/ml}$$

### 1) Méthode de calcul :

$$\text{- } Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN}) \Rightarrow Q = 2,5 \text{ KN (au max)} < \max(2G, 5 \text{ KN}) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

-Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,90}{2,90} = 1,00 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,20}{4,20} = 1,00 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,20}{2,90} = 1,45 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,90}{4,20} = 0,70 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

### Conclusion :

Le rapport  $\frac{L_i}{L_{i+1}}$  n'est pas vérifié sur toute la portée car :  $(\frac{4,20}{2,90}=1,45$  et  $\frac{2,90}{4,20}=0,70) \notin [0,8, 1,25]$

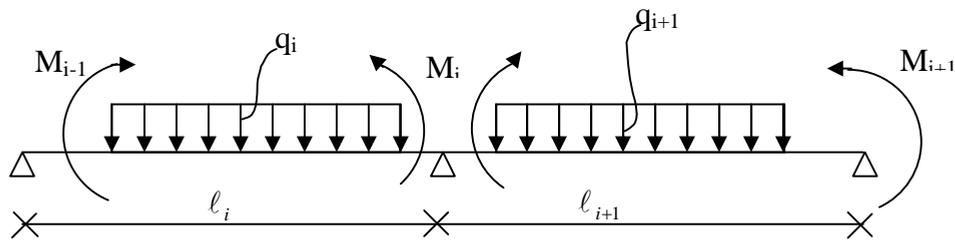
donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable alors le calcul se fera avec la méthode des trois moments.

## 2) Exposition de la méthode des trois moments :

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

➤ Pour l'appui :

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right)$$



➤ Pour la travée:

$$M(x) = \mu(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \frac{x}{L_i}$$

$\mu(x)$ : le moment de même travée considérée isostatique.

## 3) Calcul à l'ELU :

### a) Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

- $i=0$  :  $8,40M_0 + 4,20M_1 = -117,43$
- $i=1$  :  $4,20M_0 + 16,80M_1 + 4,20M_2 = -234,86$
- $i=2$  :  $4,20M_1 + 14,2M_2 + 2,90M_3 = -156,09$
- $i=3$  :  $2,90M_2 + 14,20M_3 + 4,20M_4 = -156,09$
- $i=4$  :  $4,20M_3 + 16,80M_4 + 4,20M_5 = -234,86$
- $i=5$  :  $4,20M_4 + 8,40M_5 = -117,43$

La résolution du système nous donne :

$$\begin{aligned} M_0 &= -8,94 \text{KN.ml} & M_1 &= -10,07 \text{KN.ml} & M_2 &= -6,66 \text{KN.ml} & M_3 &= -6,66 \text{KN.ml} \\ M_4 &= -10,07 \text{KN.ml} & M_5 &= -8,94 \text{KN.ml} \end{aligned}$$

### b) Calcul des moments en travée:

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (\ell_i - x) + M_i \left(1 - \frac{x}{\ell_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{\ell_i}$$

$x$  : la position du point dont le moment est maximal.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}$$

Travée (0-1) ;  $x_1 = 2,06\text{m}$  ;  $M_{\max} = 4,48 \text{ KN.m}$ .

Travée (1-2) ;  $x_2 = 2,23\text{m}$  ;  $M_{\max} = 5,67 \text{ KN.m}$ .

Travée (2-3) ;  $x_3 = 1,45\text{m}$  ;  $M_{\max} = 0,005 \text{ KN.m}$ .

Travée (3-2) ;  $x_4 = 1,97\text{m}$  ;  $M_{\max} = 5,67 \text{ KN.m}$ .

Travée (4-5) ;  $x_5 = 2,14\text{m}$  ;  $M_{\max} = 4,48 \text{ KN.m}$ .

### c) Calcul des efforts tranchants :

$$V_u(x) = \left( \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x \right) - \frac{M_i - M_{i+1}}{\ell_i}$$

$$\begin{cases} T(x=0) = \left( 6,34 \left( \frac{4,2}{2} - 0 \right) \right) - \frac{-8,94 + 10,07}{4,2} = 13,04 \text{ KN} \\ T(x=4,2) = \left( 6,34 \left( \frac{4,2}{2} - 4,2 \right) \right) - \frac{-8,94 + 10,07}{4,2} = -13,58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x=0) = \left( 6,34 \left( \frac{4,2}{2} - 0 \right) \right) - \frac{-10,07 + 6,66}{4,2} = 14,13 \text{ KN} \\ T(x=4,2) = \left( 6,34 \left( \frac{4,2}{2} - 4,2 \right) \right) - \frac{-10,07 + 6,66}{4,2} = -12,50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x=0) = \left( 6,34 \left( \frac{2,9}{2} - 0 \right) \right) - \frac{-6,66 + 6,66}{2,9} = 9,19 \text{ KN} \\ T(x=2,9) = \left( 6,34 \left( \frac{2,9}{2} - 2,9 \right) \right) - \frac{-6,66 + 6,66}{2,9} = -9,19 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x=0) = \left( 6,34 \left( \frac{4,2}{2} - 0 \right) \right) - \frac{-6,66 + 10,07}{4,2} = 12,5 \text{ KN} \\ T(x=4,2) = \left( 6,34 \left( \frac{4,2}{2} - 4,2 \right) \right) - \frac{-6,66 + 10,07}{4,2} = -14,13 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x=0) = \left( 6,34 \left( \frac{4,2}{2} - 0 \right) \right) - \frac{-10,07 + 8,94}{4,2} = 13,58 \text{ KN} \\ T(x=4,2) = \left( 6,34 \left( \frac{4,2}{2} - 4,2 \right) \right) - \frac{-10,07 + 8,94}{4,2} = -13,04 \text{ KN} \end{cases}$$

**Remarque :** Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- ❖ Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.

**Les efforts internes après corrections :**

**Les moments aux appuis :**

$$M_0 = -5,96 \text{ KN.m} \quad M_1 = -6,71 \text{ KN.m} \quad M_2 = -4,44 \text{ KN.m} \quad M_3 = -4,44 \text{ KN.m}$$

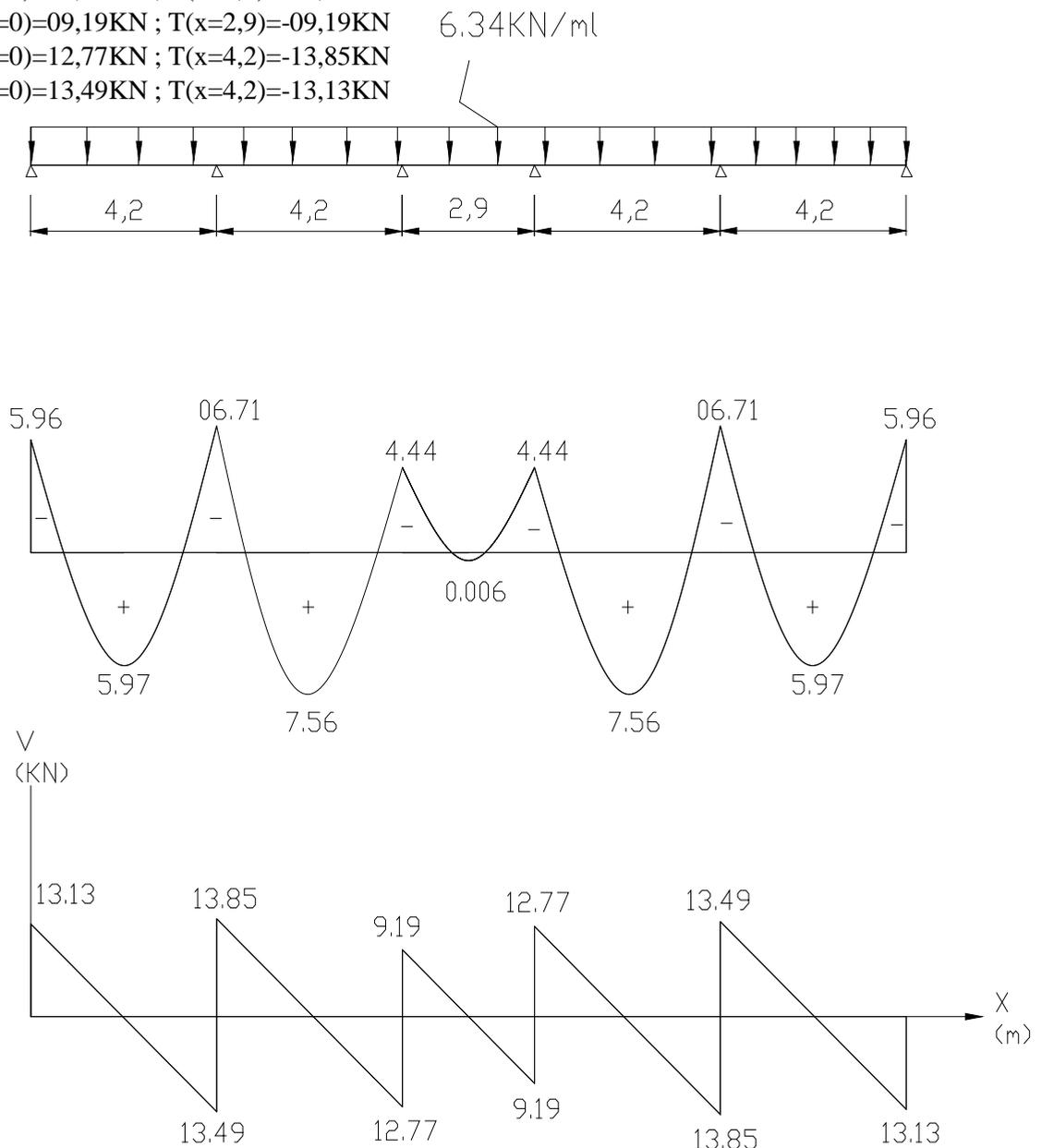
$$M_4 = -6,71 \text{ KN.m} \quad M_5 = -5,96 \text{ KN.m}$$

**Les moments en travée :**

$$M_{11} = 5,97 \text{ KN.m} ; M_{12} = 7,56 \text{ KN.m} ; M_{13} = 0,006 \text{ KN.m} ; M_{14} = 7,56 \text{ KN.m} ; M_{15} = 5,97 \text{ KN.m.}$$

**Les efforts tranchants :**

- Travée (0-1) :  $T(x=0)=13,13 \text{ KN}$  ;  $T(x=4,2)=-13,49 \text{ KN}$   
 Travée (1-2) :  $T(x=0)=13,85 \text{ KN}$  ;  $T(x=4,2)=-12,77 \text{ KN}$   
 Travée (2-3) :  $T(x=0)=9,19 \text{ KN}$  ;  $T(x=2,9)=-9,19 \text{ KN}$   
 Travée (3-2) :  $T(x=0)=12,77 \text{ KN}$  ;  $T(x=4,2)=-13,85 \text{ KN}$   
 Travée (4-5) :  $T(x=0)=13,49 \text{ KN}$  ;  $T(x=4,2)=-13,13 \text{ KN}$



Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

#### 4) Ferrailage à l'ELU:

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

##### En travée

$$M_u = 7,56 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table

$$M_o = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_o = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_o = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 7,56 \text{ KN.m}$$

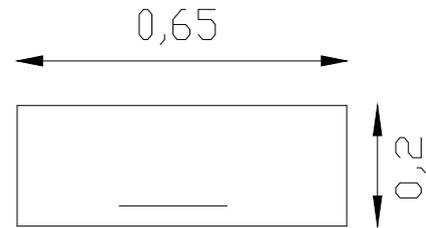
L'axe neutre tombe dans la table de compression, Donc on calcul une section rectangulaire ( $b = 65 \text{ cm}$  et  $h = 20 \text{ cm}$ )

$$\mu_b = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,56 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,025$$

$$\mu_b = 0,025 < \mu_R = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_b = 0,025 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,56 \times 10^6}{0,987 \times 180 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2.$$



$$\text{Soit : } A_t = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

##### Sur appuis: $M_a = 6,71 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,71 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu_b = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989 \text{ (SSA)}$$

$$A_a = \frac{M_{a max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,71 \times 10^6}{0,989 \times 180 \times 348} = 1,08 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Nous optons : } A_a = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

##### a) Armatures transversales : (art.A.7.2.2 / BAEL91)

$$s_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \dots)$$
$$s_t = \min (20/35, 12/10, 1,2) = 0,57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de 6

##### b) Espacement des armatures : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$
$$S_t \leq \min (16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$
$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

## 5) Vérifications à l'E L U :

### a) Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$$
$$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$$
$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$
$$\Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### b) vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$V_u^{\max} = 13,85 \text{ KN}$$
$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 \cdot d = 13,85 \cdot 10^3 / 120 \cdot 180$$
$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$
$$\tau_u = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$
$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i = 3,77 \text{ cm}$  : somme des périmètres utiles des armatures

$$\tau_{se} = \frac{13,85 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,7} = 2,27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.}$$

### d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art : A. 5 .1 .313)

Sur le béton :

$$V_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 13,85 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$$

$$H = \frac{M_{a \max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left( 13,85 + \frac{-6,71}{0,9 \times 0,18} \right) < 0 \Rightarrow \text{Les armatures calculées sont suffisantes.}$$

**e) Ancrage des barres :**

$$\tau_s = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :  $L_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s = 1,2 \cdot 400 / 4 \cdot 2,835 = 42,33 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :  $L_c = 0,4 \cdot L_s = 17 \text{ cm}$

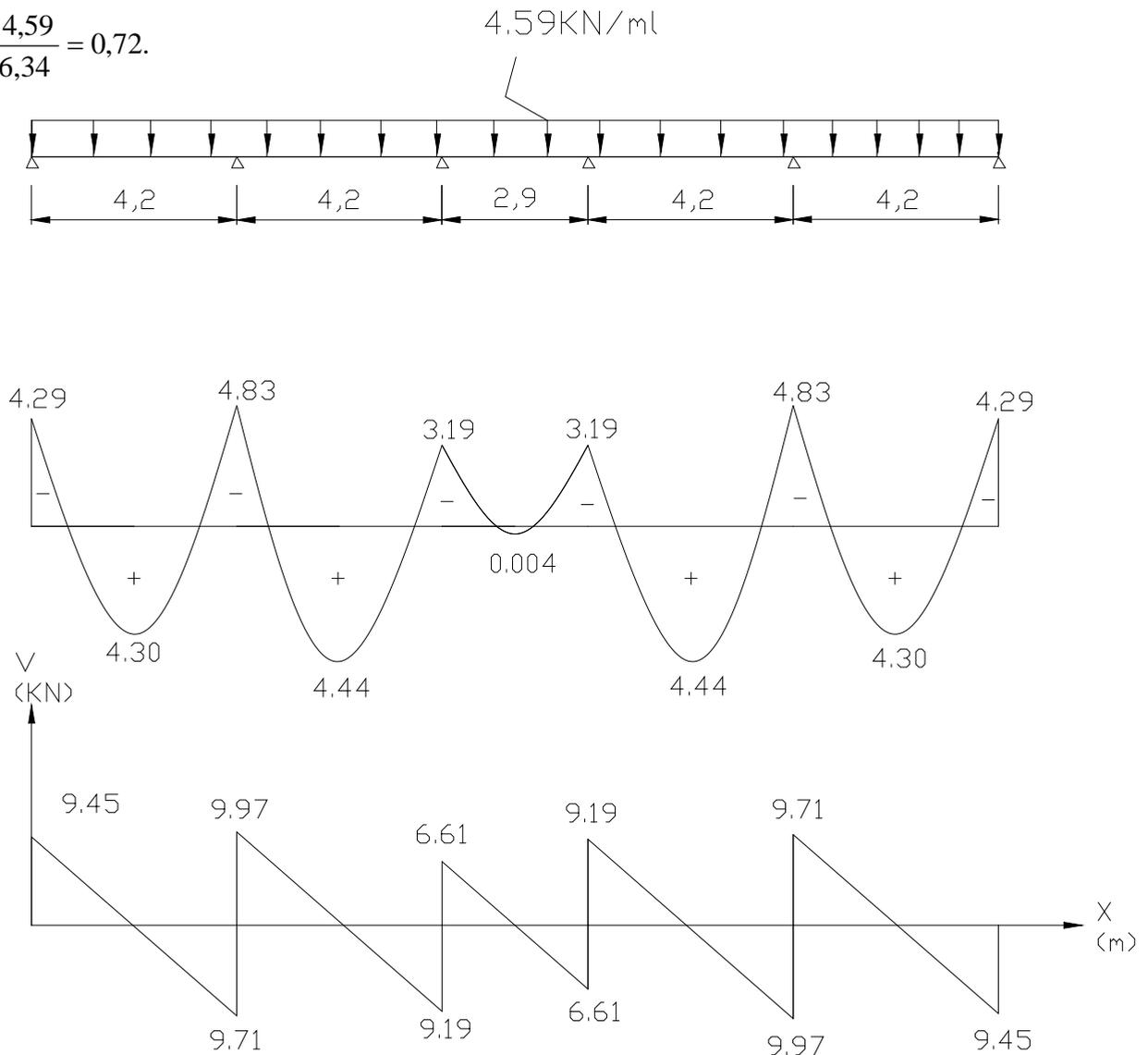
**6) Calcul à l'ELS :**

Moment de flexion et efforts tranchants à l'ELS (BAEL 91.p.53)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$ , ce qui est le cas pour les poutrelles.

La combinaison de charges à considérer :  $q_s = G + Q = 3,614 + 0,975 = 4,59 \text{ KN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,59}{6,34} = 0,72.$$



Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELS

### a) Vérification de la résistance à la compression du béton

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

**En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} \quad M_s = 4,44 \text{ KN.m} \quad A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

**Sur appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} \quad M_s = 4,83 \text{ KN.m} \quad A_s = 1,13 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III.3

Zone	M <sub>s</sub> [KN.m]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub> [MPa]	σ <sub>bc</sub> [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]
<b>Appuis</b>	4,83	1,13	0,523	0,891	0,032	266,51	8,52	15
<b>Travée</b>	4,44	1,57	0,727	0,877	0,039	179,15	6,98	15

Les deux vérifications ci dessus on conclut que les contraintes dans le béton sont vérifiées.

### b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

### c) Vérification de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec:

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 A$$

$$B_0 = (12 \times 20) + [(65 - 12) \times 4] + (15 \times 1,57)$$

$$B_0 = 475,55 \text{ cm}^2$$

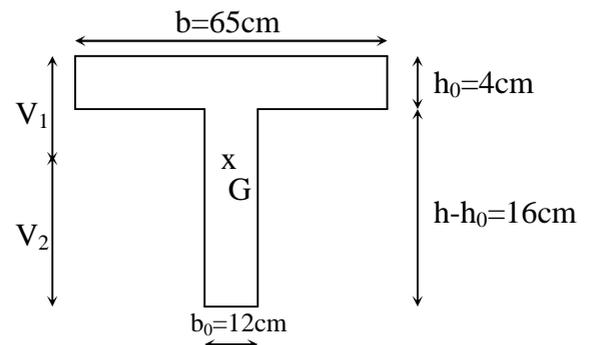


Fig : III -8

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (X.X)

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A d$$

$$S_{/xx} = 3247,9 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3247,9}{475,55} = 6,83 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6,83 = 13,17 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A (V_2 - c)^2 \Rightarrow I_0 = 18578,44 \text{ cm}^4$$

M<sub>s</sub> : moment fléchissant max à l'ELS

$E_v$  : module de déformation différée du béton

$I_{fv}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

$B_0$  : section homogène

$\rho$  : le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007$$

$$\rho_1 = 0,7 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,878$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,007(2 + 3 \times \frac{12}{65})} = 5,87$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{4,44 \times 10^6}{0,878 \times 180 \times 157} = 178,94 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,007 \times 178,94 + 2,1} = 0,52$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 18578,44}{1 + 5,87 \times 0,52} = 5043,01 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164 \text{ MPa} \quad , E_v = 10819 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{4,44 \times 10^6 \times (4200)^2}{10 \times 32164 \times 5043,01 \times 10^4}$$

$$f_i = 0,48 \text{ cm} < \bar{f}_i = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm}$$

### III-5) Étude de la salle machine :

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur, la surface de la cabine est de  $(1,9 \times 2,80) \text{ m}^2$  et la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 t.

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

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

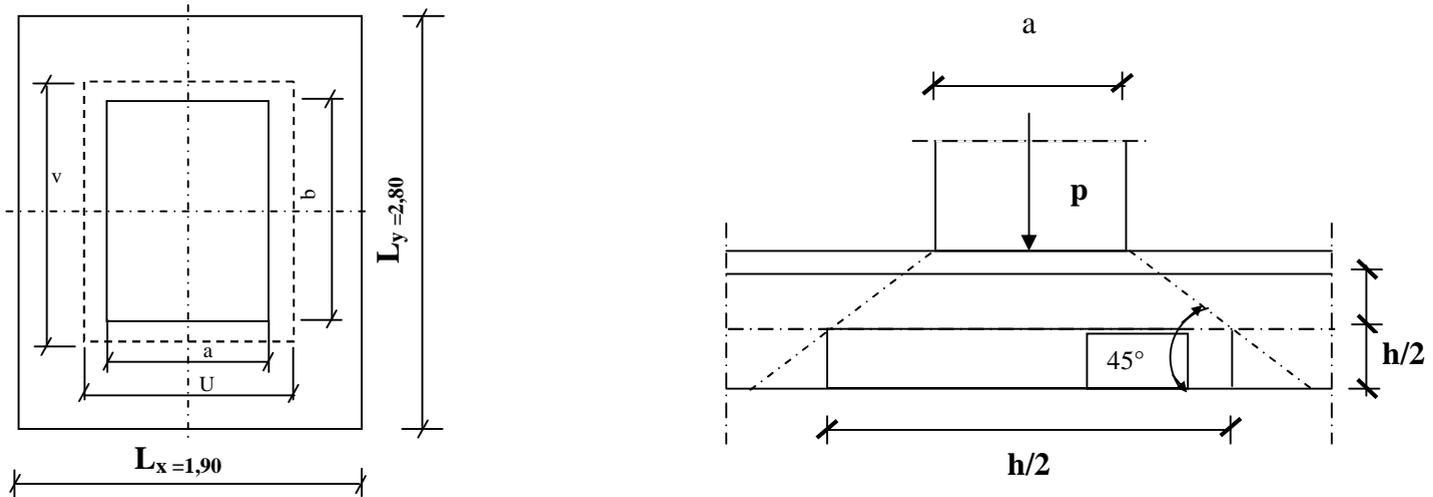


Fig : III -9

#### III-5-2) dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{280}{30} = 9,33 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm , et pour nous on opte pour  $e_p = 15 \text{ cm}$

$$u = x_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$$v = y_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$h_0$  : épaisseur de la dalle

$h_r = 5 \text{ cm}$ , épaisseur du revêtement

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

#### III-5-3) Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage :

$$M_x = p (M_1 + v M_2)$$

$$M_y = p (M_2 + v M_1)$$

Avec :

$v$  : Coefficient de poisson.

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

### III-5-3-1) Calcul des efforts :

$$= L_x / L_y = 1,9 / 2,8 = 0,7$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,9} = 0,6 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,10} = 0,4$$

D'où :  $M_1 = 0,108$  ;  $M_2 = 0,068$

ELU :  $v = 0$

$$p_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN/m}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,108 = 13,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,068 = 8,26 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,9}{2,8} = 0,67 > 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\alpha = 0,67 \Rightarrow \mu_x = 0,0720 \quad ; \quad \mu_y = 0,395$$

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

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 \Rightarrow \quad G = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 \quad , \quad q_u = 8,05$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u (\ell_x)^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_x$$

$$M_{x2} = 0,0720 \times 8,05 \times (1,9)^2 = 2,09 \text{ KN m}$$

$$M_{y2} = 0,395 \times 2,09 = 0,83 \text{ KN m}$$

### III-5-3-2) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15,21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,09 \text{ KN.m}$$

#### Remarque:

Afin de tenir compte des semi encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0,75) en travée et (0,5) aux appuis.

### III-5-4) Ferrailage :

Il se fera à l' ELU pour une bande de (01)m de largeur.

Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée	(cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sur appuis	X-X	7,61	0,032	0,984	1,71	2,51	5HA8	20
	Y-Y	4,54	0,019	0,990	1,01	2,51	5HA8	20
En travée	X-X	11,41	0,047	0,976	2,58	3,01	6HA8	17
	Y-Y	6,82	0,028	0,986	1,52	3,01	6HA8	17

### III-5-5) Vérifications à L' ELU :

#### a) Condition de non-fragilité : [Art : B.7.4 / BAEL 91]

Armatures inférieures

$$W = W_0 \cdot (3 - \alpha) / 2$$
$$W = A_{\min} / S$$

Avec :

$A_{\min}$  : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

$W_0$  : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \cdot (3 - 0,67) / 2 = 0,0009$$
$$A_{\min} = 0,0009 \cdot (15 \cdot 100) = 1,39 \text{ cm}^2$$

Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0,0008$$
$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 3,01 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,01 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

#### b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$
$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### c) Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : charge de calcul à L'ELU

$\mu_c$  : Périmètre du contour

h : Épaisseur totale de la dalle

$$\mu_c = 2 (U+V) = 4,2 \text{ m}$$

$$\bar{Q}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} =$$

$$\bar{Q}_u = \frac{0,045 \times 4200 \times 150 \times 25}{1,5}$$

$$Q_u = 90 \text{ KN} < \bar{Q}_u 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

#### d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a  $u = v$ , donc :

Au milieu de  $u$ , on a :

$$V_u = P / (2u + v) = P / 3v$$
$$V_u = \frac{90}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

Au milieu de  $v$  on a :

$$V_u = P / 3u = P / (2v + u)$$
$$V_u = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN.}$$
$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,22 \text{ MPa}$$
$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$
$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### III-5-6) Vérification à l'ELS :

##### III-5-6-1) Évaluation des moments :

###### a) les moments engendrés par le système de levage :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$
$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$P_s = P$  ;  $\nu = 0,2$  à ELS :

$$M_{x1} = 90 (0,108 + 0,2 \times 0,068) \Rightarrow M_{x1} = 10,94 \text{ KN.m}$$
$$M_{y1} = 90 (0,068 + 0,2 \times 0,108) \Rightarrow M_{y1} = 8,06 \text{ KN.m}$$

###### b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 \Rightarrow q_s = 5,85 \text{ KN/m}$$
$$M_{x2} = \mu_{xs} \times q_s \times l^2 = 0,0777 \times 5,85 \times (1,9)^2 = 1,64 \text{ KN.m}$$
$$M_{y2} = \mu_{ys} \times M_{x2} = 0,552 \times 1,64 = 0,91 \text{ KN.m}$$

###### c) Superposition des moments :

$$M_{0x} = 10,94 + 1,64 = 12,58 \text{ KN m}$$
$$M_{0y} = 8,06 + 0,91 = 8,97 \text{ KN m}$$

#### Remarque :

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75), et en appuis par (0,5) pour tenir de la continuité des voiles.

### III-5-6-2) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :

Il faut vérifiée que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

TableauIII.5:

Zone	Sens	M <sub>s</sub> [KN.m]	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	observation
Sur appuis	X-X	6,29	0,193	0,928	0,018	207,72	3,74	vérifié
	Y-Y	4,48	0,193	0,928	0,018	147,95	2,66	vérifié
En travée	X-X	9,43	0,230	0,922	0,02	261,38	5,23	vérifié
	Y-Y	6,73	0,230	0,922	0,02	186,54	3,73	vérifié

### III-6) Etude de la dalle couvrante la salle machine :

Les dalles sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur .

#### III-6-1) dimensionnement :

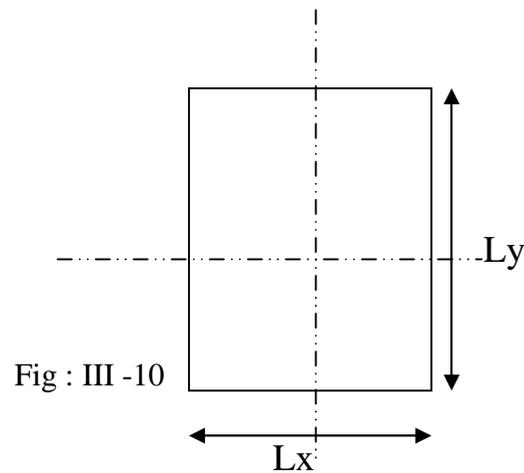
$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$
$$h_t \geq \frac{440}{30} = 14,66 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm , et pour nous on opte pour  $e_p = 15 \text{ cm}$

#### III-6-2) methode de calcul :

On utilise la méthode préconisée par le BAEL91.

On commence par considérer les dalles rectangulaires chargées uniformément et articulées sur leur contour.



Pour les dalles rectangulaires on définit les portées mesurées entre nus des appuis  $L_x, L_y$  avec  $L_x < L_y$  ; ainsi que le rapport des portées :  $\mu = L_x / L_y$ . ( 1)

Le moment fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

- dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$ .
- dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$ .

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\mu$  et de  $\nu$  ; on prends :

$\mu_x = 0$  à l'ELU.

$\mu_x = 0,2$  à l'ELS.

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$ , sont tirés du tableau page 200 BAEL91.

Pour le calcul ,on prend  $L_x = 2,8$  ;  $L_y = 4,4$ .  $\mu = 0,63$

$\nu = 0,4$  ;  $\nu = 0,63$  ;  $\nu = 1$  Donc le panneau travail suivant les deux sens .

.ELU:  $\mu_x = 0,0772$

$\mu_y = 0,343$

ELS :  $\mu_x = 0,0825$

$\mu_y = 0,508$

$q_u = 10,65 \text{ KN/m}^2$

$q_s = 7,78 \text{ KN/m}^2$

## A L'ELU:

$$M_x = 6,44 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 2,21 \text{ KN.m}$$

### Ventilation des moments :

Mt : moment en travée

Ma : moment en appuis

$$M_{xt} = 0,85 * 6,44 = 5,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{xa} = 0,5 * 6,44 = 3,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85 * 2,21 = 1,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = 0,5 * 2,21 = 1,11 \text{ KN.m}$$

## A L'ELS:

$$M_x = 5,03 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 2,55 \text{ KN.m}$$

### Ventilation des moments :

$$M_{xt} = 0,85 * 5,03 = 4,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{xa} = 0,5 * 5,03 = 2,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85 * 2,55 = 2,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = 0,5 * 2,55 = 1,28 \text{ KN.m}$$

### Verification :

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \leq 1,25 M_o$$

Mt : moment maximum en travée.

Me, Mw : moment aux appuis en valeur absolue.

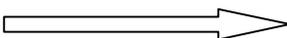
Mo : moment calculée avec l'hypothèse de l'articulation.

## A L'ELU :

dans le sens (x-x)

$$5,47 + 3,22 = 8,69 \text{ KN.m}$$

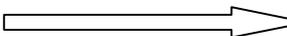
$$1,25 * 6,44 = 1,11 \text{ KN.m}$$

 vérifiée.

dans le sens (y-y)

$$1,88 + 1,11 = 2,99 \text{ KN.m}$$

$$1,25 * 2,21 = 2,76 \text{ KN.m}$$

 vérifiée.

## A L'ELS :

dans le sens (x-x)

$$4,27+2,52=6,79 \text{ KN.m}$$

$$1,25*5,03=6,29 \text{ KN.m}$$

→ vérifiée.

dans le sens (y-y)

$$2,17+1,28=3,47 \text{ KN.m}$$

$$1,25*2,55=3,19 \text{ KN.m}$$

→ vérifiée.

### III-6-3) ferrailage :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple, en fissuration peu nuisible, sur une bande d'1 mètre de largeur dans les deux sens et sans reprise de bétonnage. Pour le ferrailage nous prenons en compte le moment le plus défavorable dans un sens.

Tableau III.6 :

	Ferrailage(x-x)	Ferrailage (y-y)	Ferrailage sur appuis
Mu(KN.m)	5,47	1,88	3,22
Mser(KN.m)	4,27	2,17	2,52
$\mu$	0,023	0,008	0,013
$\mu < 0,186$	oui	oui	Oui
	0,989	0,996	0,993
$\sigma_{st}$ (MPa)	348	348	348
	0,022	0,01	0,0176
As(cm <sup>2</sup> )	1,22	0,42	0,72
As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,57	1,57	1,57
Choix des barres	4 8	4 8	4 8
As adopté(cm <sup>2</sup> )	2,01	2,01	2,01

### Verification des contraintes:

- dalles réalisée sans reprise de bétonnage.
- on prend la sollicitation la plus défavorable.

$$\sigma_u = V_u / b.d ; V_u = q_u.l/2 = 23,43 \text{ KN}$$

$$\sigma_u = 0,18 \text{ MPA.}$$

$\sigma_u = 3,25 \text{ MPA}$        $\sigma_u < \bar{\sigma}_u$       les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

## IV) Etude du contreventement :

### IV.1) Introduction :

L'étude du contreventement est une étape importante est décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure entre les deux types de sollicitation horizontales ; vent et séisme.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage ;
- Du système « poteaux-poutres » formant portiques d'étage ;
- Des cages d'escalier et d'asseurs représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion ;
- Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

### IV.2) Calcul des inerties et des rigidites :

#### IV.2.1) calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

##### Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher
- Les diagrammes de répartitions des charges en élévation doivent être:
  - Rectangulaire pour le vent.
  - Triangulaire pour le séisme.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celles des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doivent pas être très différente.

La rigidité des portiques sera déterminée à l'aide de la méthode du «MUTTO», utilisée pour le calcul des portiques sous charges horizontales. Elle utilise des rigidités relatives de niveau. Ainsi, les rigidités des poteaux sont multipliées par un coefficient correcteur pour tenir compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

##### a) Calcul des rigidités relatives des portiques par niveau :

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \quad \text{Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \quad \text{Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

**b) Calcul des rigidités des portiques suivant les deux sens :**

$$\Gamma_{ij} = \frac{12a_{ij}E_iI_p}{h_c^3}$$

Avec :

- $E_i$  : module de Young de béton arme = 32164 MPa
- $I_p$  : moment d'inertie de la section transversale du poteau i au niveau j.
- $a_{ij}$  : coefficient correcteur du poteau i au niveau j.
- $h_c$  : hauteur du poteau considéré.

**c) calcul des coefficients correcteurs :**

- étage courant :  $a_{ij} = \frac{\bar{k}}{2+\bar{k}}$
- cas du RDC :  $a_{ij} = \frac{0,5+\bar{k}}{2+\bar{k}}$

**d) Calcul des coefficients  $\bar{k}$  relatifs aux portiques :**

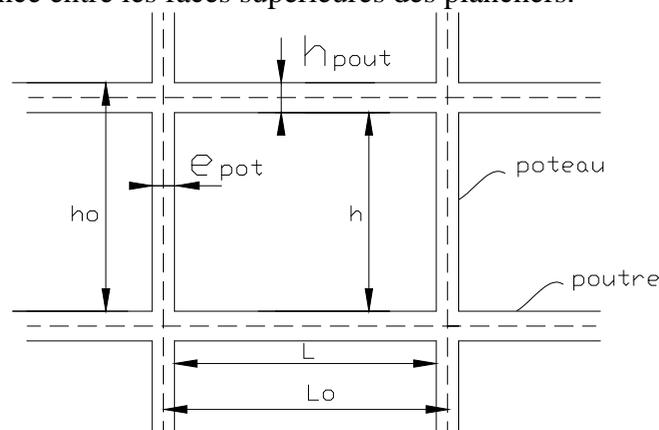
- étage courant :  $\bar{k} = \frac{\sum k_i(\text{poutre inf} + \text{poutre sup})}{2k_{\text{poteau}}}$
- cas du RDC :  $\bar{k} = \frac{\sum k_i(\text{poutre sup})}{k_{\text{poteau}}}$
- rigidité linéaire d'un poteau :  $k_{\text{pot}} = \frac{I_p}{h_c}$
- rigidité linéaire d'une poutre :  $k_{\text{pout}} = \frac{I}{l_c}$

Avec :

$$h_c = h + \frac{1}{2}e_{\text{poteau}} \leq h_0$$

$$l_c = l + \frac{1}{2}e_{\text{poutre}} \leq l_0$$

- $I$  : moment d'inertie de l'élément.
- $L_c, h_c$  : longueur et hauteur calculées qui seront déterminées ultérieurement.
- $L_0$  : distance entre axes des poteaux.
- $H_e$  : distance entre les faces supérieures des planchers.



**Fig IV-1**

Tableau IV-1 la rigidité du portique longitudinale (A-A) :

Niveau	pot	H <sub>c</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> )	K <sub>pout</sub> (cm <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	a <sub>ij</sub>	r <sub>ij</sub> (KN/cm)	R <sub>ij</sub> (KN/cm)
7,6,5,4,3	1	291	435	231,96	155,17	0,56	0,22	23,13	206,93
	2	291	435		155,17	1,11	0,36	37,73	
	3	291	305		221,31	1,35	0,40	42,61	
	4	291	435		155,17	1,35	0,40	42,61	
	5	291	435		155,17	1,11	0,36	37,73	
	6	291				0,56	0,22	23,13	
2,1	1	293,5	430	426,07	156,98	0,31	0,13	25,60	244,47
	2	293,5	430		156,98	0,61	0,23	44,59	
	3	293,5	300		225,00	0,75	0,27	52,04	
	4	293,5	430		156,98	0,75	0,27	52,04	
	5	293,5	430		156,98	0,61	0,23	44,59	
	6	293,5				0,31	0,13	25,60	
RDC	1	395,5	430	316,19	156,98	0,41	0,38	29,44	210,15
	2	395,5	430		156,98	0,83	0,47	36,65	
	3	395,5	300		225,00	1	0,50	38,99	
	4	395,5	430		156,98	1	0,50	38,99	
	5	395,5	430		156,98	0,83	0,47	36,65	
	6	395,5				0,41	0,38	29,44	

Tableau IV-2 la rigidité du portique longitudinale (3C-4C) :

Niveau	pot	H <sub>c</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> )	K <sub>pout</sub> (cm <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	a <sub>ij</sub>	r <sub>ij</sub> (KN/cm)	R <sub>ij</sub> (KN/cm)
7,6,5,4,3	3C	291	305	231,96	184,43	0,79	0,28	29,94	59,87
	4C	291				0,79	0,28	29,94	
2,1	3C	293,5	300	426,07	187,5	0,44	0,18	34,43	68,85
	4C	293,5				0,44	0,18	34,43	
RDC	3C	395,5	300	316,19	187,5	0,59	0,42	32,77	65,54
	4C	395,5				0,59	0,42	32,77	

Tableau IV-3 la rigidité du portique transversal (2-2) :

niveau	pot	H <sub>c</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> )	K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	a <sub>ij</sub>	r <sub>ij</sub> (KN/cm)	R <sub>ij</sub> (KN/cm)
7,6,5,4,3	A	291	435	231,96	367,82	1,59	0,44	110,99	541,77
	B	291	465			3,07	0,61	151,75	
	C	291	365			3,37	0,63	157,27	
	D	291				1,89	0,49	121,76	
2,1	A	293,5	435	426,07	367,82	0,86	0,30	57,37	300,48
	B	293,5	465			1,67	0,46	86,82	
	C	293,5	365			1,84	0,48	91,42	
	D	293,5				1,03	0,34	64,86	
RDC	A	395,5	435	316,19	367,82	1,16	0,53	40,96	194,79
	B	395,5	465			2,25	0,65	50,45	
	C	395,5	365			4,47	0,77	59,90	
	D	395,5				1,39	0,56	43,47	

Tableau IV-4 la rigidité du portique transversal (B1-C1), (A3-B3) et (C3-D3) :

niveau	pot	H <sub>c</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> )	K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	a <sub>ij</sub>	r <sub>ij</sub> (KN/cm)	R <sub>ij</sub> (KN/cm)
7,6,5,4,3	B1	291	470	231,96	340,43	1,47	0,42	106,16	212,33
	C1	291				1,47	0,42	106,16	
	A3	291	440	231,96	363,64	1,57	0,44	110,21	220,42
	B3	291				1,57	0,44	110,21	
	C3	291	370	231,96	432,43	1,86	0,48	120,76	241,52
	D3	291				1,86	0,48	120,76	
2,1	B1	293,5	465	426,07	344,09	0,81	0,29	55,00	110,00
	C1	293,5				0,81	0,29	55,00	
	A3	293,5	435	426,07	367,82	0,86	0,30	57,37	114,75
	B3	293,5				0,86	0,30	57,37	
	C3	293,5	365	426,07	438,36	1,03	0,34	64,86	129,72
	D3	293,5				1,03	0,34	64,86	
RDC	B1	395,5	465	316,19	344,09	1,09	0,51	40,12	80,25
	C1	395,5				1,09	0,51	40,12	
	A3	395,5	435	316,19	367,82	1,16	0,53	40,96	81,92
	B3	395,5				1,16	0,53	40,96	
	C3	395,5	365	316,19	438,36	1,39	0,56	43,47	86,95
	D3	395,5				1,39	0,56	43,47	

## VI.2.2) Les inerties des refends :

L'inertie équivalente  $I_e$  d'un refend est l'inertie d'un refend plein fictif soumis au même effort horizontal uniformément repart sur la hauteur du bâtiment et représentant à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

### Inertie d'un refend plein :

- Dans le sens (X-X)

$$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12} \qquad I_y = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

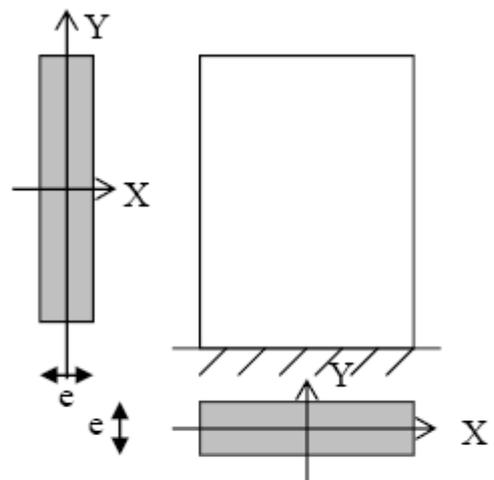
$I_x \lll I_y$  ( $e \lll L$ ) c'est-à-dire que  $I_x = 0$

Les voiles ont une inertie faible suivant leur épaisseur donc on peut la négliger dans les calculs.

- Dans le sens (Y-Y) :

$$I_x = \frac{L^3 \cdot e}{12} \qquad I_y = \frac{L \cdot e^3}{12}$$

$I_y \lll I_x$  ( $e \lll L$ ) c'est-à-dire que  $I_y = 0$



Coupe sur des voiles pleins

Fig IV-2

Tableau IV-5 inertie des voiles  
Dans le sens longitudinal :

Voiles	L(m)	e(m)	I(m <sup>4</sup> )
VL1	2,6	0,2	0,29
VL2	2,8	0,2	0,37
VL3	2,6	0,2	0,29
VL4	2,6	0,2	0,29
VL5	2,6	0,2	0,29
VL6	2,6	0,2	0,29
VL7	2,6	0,2	0,29
inertie total			2,11

inertie des voiles Dans le sens transversal :

Voiles	L(m)	e(m)	I(m <sup>4</sup> )
VT1	4,1	0,2	1,15
VT2	4,1	0,2	1,15
VT3	2,9	0,2	0,41
VT4	2,9	0,2	0,41
VT5	3,4	0,2	0,65
VT6	3,4	0,2	0,65
inertie total			4,42

### VI.2.3) Rigidité des voiles :

Les rigidités des voiles sont données par les formules suivantes :

$$R_{vx} = \frac{12EI_y}{h^3}$$

$$R_{vy} = \frac{12EI_x}{h^3}$$

Tableau IV-6 rigidité des voiles sens longitudinal :

niveau	voiles	h(m)	$I_y(m^4)$	E(KN/m <sup>2</sup> )	$R_{vx}(KN/m)$	$\Sigma R_{vx}(KN/m)$
7,6,5,4,3	VL1	3,06	0,29	32164000	3906474,72	28422971,22
	VL2		0,37		4984122,92	
	VL3		0,29		3906474,72	
	VL4		0,29		3906474,72	
	VL5		0,29		3906474,72	
	VL6		0,29		3906474,72	
	VL7		0,29		3906474,72	
2,1	VL1	3,06	0,29	32164000	3906474,72	28422971,22
	VL2		0,37		4984122,92	
	VL3		0,29		3906474,72	
	VL4		0,29		3906474,72	
	VL5		0,29		3906474,72	
	VL6		0,29		3906474,72	
	VL7		0,29		3906474,72	
RDC	VL1	4,08	0,29	32164000	1648044,02	11990940,98
	VL2		0,37		2102676,86	
	VL3		0,29		1648044,02	
	VL4		0,29		1648044,02	
	VL5		0,29		1648044,02	
	VL6		0,29		1648044,02	
	VL7		0,29		1648044,02	

Tableau IV-7 rigidité des voiles sens transversal :

niveau	voiles	h(m)	$I_x(m^4)$	$E(KN/m^2)$	$R_{vy}(KN/m)$	$\Sigma R_{vy}(KN/m)$
7,6,5,4,3	VL1	3,06	1,15	32164000	145053333,3	296409333,4
	VL2		1,15		145053333,3	
	VL3		0,41		51714666,7	
	VL4		0,41		51714666,7	
	VL5		0,65		81986666,7	
	VL6		0,65		81986666,7	
2,1	VL1	3,06	1,15	32164000	145053333,3	296409333,4
	VL2		1,15		145053333,3	
	VL3		0,41		51714666,7	
	VL4		0,41		51714666,7	
	VL5		0,65		81986666,7	
	VL6		0,65		81986666,7	
RDC	VL1	4,08	1,15	32164000	108790000	418132000
	VL2		1,15		108790000	
	VL3		0,41		38786000	
	VL4		0,41		38786000	
	VL5		0,65		61490000	
	VL6		0,65		61490000	

Tableau IV-8 Rigidité de l'ensemble (portiques + voiles) sens longitudinal :

niveau	portique			voile	Total
	portique	$R_{jx}(KN/m)$	$\Sigma R_{jx}(KN/m)$	$R_{vx}(KN/m)$	$R_{jx}(KN/m)$
7,6,5,4,3	(A-A) et (D-D)	41386	47373	28422971,22	28470344,22
	(3C-4C)	5987			
2,1	(A-A) et (D-D)	48894	55779	28422971,22	28478750,22
	(3C-4C)	6885			
RDC	(A-A) et (D-D)	42030	48584	11990940,98	12039524,98
	(3C-4C)	6554			

Tableau IV-9 Rigidité de l'ensemble (portiques + voiles) sens transversal :

niveau	portique			voile	Total
	portique	R <sub>jx</sub> (KN/m)	ΣR <sub>jx</sub> (KN/m)	R <sub>vx</sub> (KN/m)	R <sub>jx</sub> (KN/m)
7,6,5,4,3	(2-2) et (5-5)	108354	243208	296409333,4	296652541,4
	(1B-1C) et (6B-6C)	42466			
	(3A-3B) et (4A-4B)	44084			
	(3C-3D) et (4C-4D)	48304			
2,1	(2-2) et (5-5)	60096	130990	296409333,4	296540323,4
	(1B-1C) et (6B-6C)	22000			
	(3A-3B) et (4A-4B)	22950			
	(3C-3D) et (4C-4D)	25944			
RDC	(2-2) et (5-5)	38958	88782	418132000	418220782
	(1B-1C) et (6B-6C)	16050			
	(3A-3B) et (4A-4B)	16384			
	(3C-3D) et (4C-4D)	17390			

### IV.3) calcul des inerties fictives des portiques (méthode des approximations successives) :

L'inertie fictive des portiques est évaluée, en calculant le déplacement de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, et de comparer ces déplacements aux flèches que produirait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne pour chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisit, il est alors possible d'attribuer pour chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive, puisque dans l'hypothèse de raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche pour les portiques et pour les refends. Après avoir déterminé l'inertie fictive de chaque portique, le problème se résume à l'étude d'une série de refends parallèles, dont l'inertie est connue.

#### IV.3.1) calcul des flèches dans les refends (méthode des moments des aires) :

La flèche que produit un refend à un niveau j suite à une série de forces latérales égales à l'unité (1 tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{EI} \quad I=1m^4.$$

Avec:

Fi: flèche du refend au niveau (i)

Si : élément de surface du niveau (i)

di : distance entre le CDG de S et le niveau considéré

pour rappel la surface d'un trapèze est :  $S = (b_{i+1} + b_i) \cdot h / 2$

La distance di entre le CDG du trapèze et son petit côté est donnée par :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$$

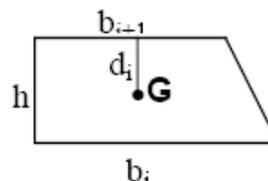


Fig IV-3

**Exemple** : calcul du flèche du refend

niveau	h(m)	bi (m)	bi+1(m)	Si(m <sup>2</sup> )	di(m)	di X Si	Σdi X Si=Eifi
7	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,55	19764,4
6	3,06	9,18	3,06	18,73	1,79	33,43	16522,98
5	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,63	13326,63
4	3,06	30,6	18,36	74,91	1,66	124,16	10211,02
3	3,06	45,9	30,6	117,05	1,63	191,02	7336,59
2	3,06	64,26	45,9	168,54	1,62	272,20	4653,22
1	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,71	2451,1
RDC	4,08	111,16	85,68	401,55	2,13	854,52	854,52

#### IV.3.2) Calcul des déplacements des portiques au droit de chaque plancher :

Les étapes de calcul :

**a-calcul de la rotation d'étage E :**

- Pour les niveaux supérieurs :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum k_{tn}}$$

Ou :  $M_n = T_n \cdot h_n$

$$M_{n+1} = T_{n+1} h_{n+1}$$

- Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

Poteaux encastres :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum k_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

Poteaux articulés :  $E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum k_{t1}}$

**b-calcul du déplacement :**

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$$\Delta_n = \psi_n \cdot h$$

**c-calcul de l'inertie fictive I<sub>e</sub> :**

$$I_e = \frac{F_n}{\Delta_n}$$

Avec :

- $\sum k_{tn}$  : somme des raideurs des poutres du n<sup>ième</sup> niveau ;  $K = \frac{I_{tn}}{L}$

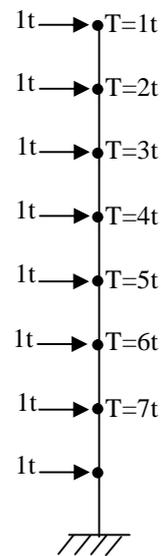
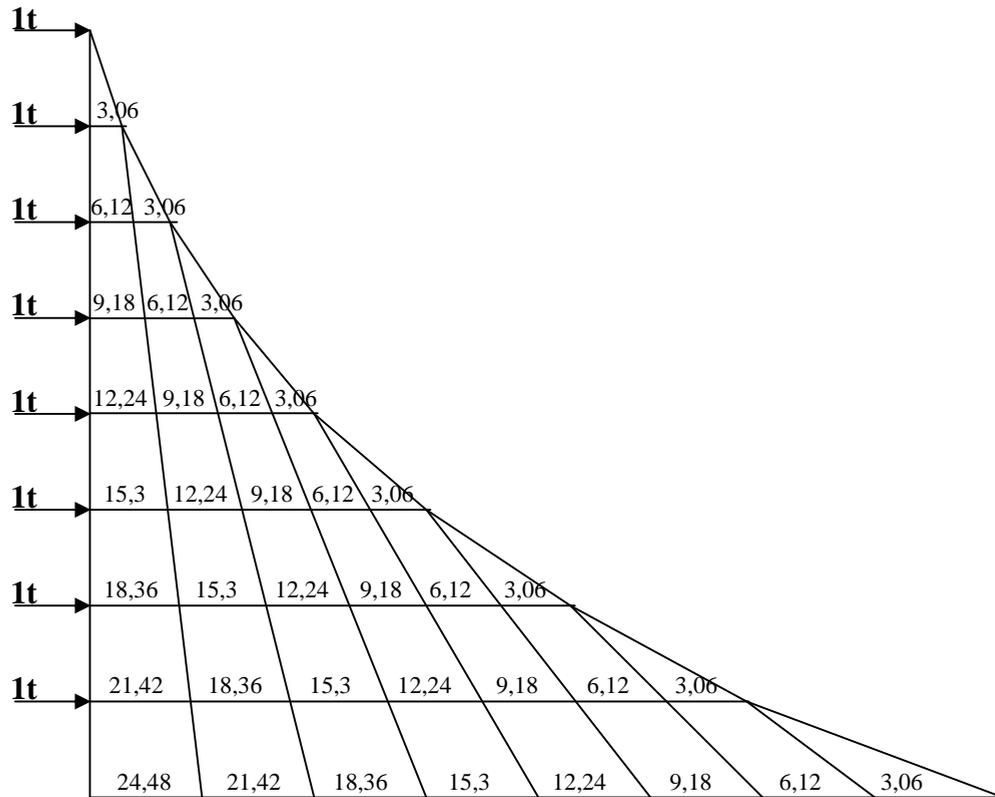


Fig IV-3

- $\sum K_{pn}$ : somme des raideurs des poteaux du n<sup>ième</sup> niveau ;  $K = \frac{I_{pn}}{h}$
- $h$ : hauteur libre d'étage ;
- $E$ : module d'élasticité ;
- $\Delta_n$ : déplacement du portique au n<sup>ième</sup> niveau ;
- $F_n$ : flèche du n<sup>ième</sup> niveau.



**Fig IV-4 : Diagramme des moments des aires.**

Tableau IV-10 **Inertie fictive des portiques longitudinaux : portique (A-A)**

NIV	H	Mn	Mn+1	$\sum K_{pn}$	$\sum K_{tn}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$\sum E\Delta_n$	$E_{fn}$	$I_n$
7	3,06	3,06	0	0,0026	0,0015	170,00	395,58	1 210,47	32 542,31	19764,4	0,61
6	3,06	6,12	3,06	0,0026	0,0015	425,00	748,65	2 290,88	31 331,84	16522,98	0,53
5	3,06	9,18	6,12	0,0026	0,0015	680,00	1 101,73	3 371,30	29 040,96	13326,63	0,46
4	3,06	12,24	9,18	0,0026	0,0015	935,00	1 454,81	4 451,71	25 669,66	10211,02	0,40
3	3,06	15,3	12,24	0,0026	0,0015	1 190,00	1 807,88	5 532,13	21 217,95	7336,59	0,35
2	3,06	18,36	15,3	0,0049	0,0015	1 445,00	1 884,74	5 767,32	15 685,83	4653,22	0,30
1	3,06	21,42	18,36	0,0049	0,0015	1 700,00	1 754,84	5 369,81	9 918,51	2451,1	0,25
RDC	4,08	25,5	21,42	0,0037	0,0015	1 081,11	1 114,88	4 548,70	4 548,70	854,52	0,19

Tableau IV-11 **Inertie fictive des portiques longitudinaux : portique (C3-C4)**

NIV	H	Mn	Mn+1	$\sum K_{pn}$	$\sum K_{tn}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$\sum E\Delta_n$	$E_{fn}$	$I_n$
7	3,06	3,06	0	0,0004	0,0002	1275,0	2868,75	8778,38	258510,50	19764,4	0,08
6	3,06	6,12	3,06	0,0004	0,0002	3187,5	5418,75	16581,38	249732,13	16522,98	0,07
5	3,06	9,18	6,12	0,0004	0,0002	5100,0	7968,75	24384,38	233150,75	13326,63	0,06
4	3,06	12,24	9,18	0,0004	0,0002	7012,5	10518,75	32187,38	208766,38	10211,02	0,05
3	3,06	15,3	12,24	0,0004	0,0002	8925,0	13068,75	39990,38	176579,00	7336,59	0,04
2	3,06	18,36	15,3	0,0008	0,0002	10837,5	13706,25	41941,13	136588,63	4653,22	0,03
1	3,06	21,42	18,36	0,0008	0,0002	12750,0	16150	49419,00	94647,50	2451,1	0,03
RDC	4,08	25,5	21,42	0,0006	0,0002	15087,5	11085,417	45228,50	45228,5	854,52	0,02

Tableau IV-12 Inertie fictive des portiques transversaux :

NIV	portiques	h	Mn	Mn+1	$\sum K_{pn}$	$\sum K_{tn}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$\sum E\Delta_n$	$E_{fn}$	$I_n$
7	(2-2)	3,06	3,06	0	0,0018	0,0015	170,00	439,17	1 343,85	36 249,93	19764,4	0,55
	(1B-1C)	3,06	3,06	0	0,0009	0,0006	425,00	1 027,08	3 142,88	85 247,26	19764,4	0,23
	(3A-3B)	3,06	3,06	0	0,0009	0,0005	510,00	1 175,83	3 598,05	95 289,32	19764,4	0,21
	(3C-3D)	3,06	3,06	0	0,0009	0,0006	425,00	1 027,08	3 142,88	84 250,21	19764,4	0,23
6	(2-2)	3,06	6,12	3,06	0,0018	0,0015	425,00	835,83	2 557,65	34 906,08	16522,98	0,47
	(1B-1C)	3,06	6,12	3,06	0,0009	0,0006	1 062,50	1 947,92	5 960,63	82 104,38	16522,98	0,20
	(3A-3B)	3,06	6,12	3,06	0,0009	0,0005	1 275,00	2 224,17	6 805,95	91 691,27	16522,98	0,18
	(3C-3D)	3,06	6,12	3,06	0,0009	0,0006	1 062,50	1 947,92	5 960,63	81 107,33	16522,98	0,20
5	(2-2)	3,06	9,18	6,12	0,0018	0,0015	680,00	1 232,50	3 771,45	32 348,43	13326,63	0,41
	(1B-1C)	3,06	9,18	6,12	0,0009	0,0006	1 700,00	2 868,75	8 778,38	76 143,76	13326,63	0,18
	(3A-3B)	3,06	9,18	6,12	0,0009	0,0005	2 040,00	3 272,50	10 013,85	84 885,32	13326,63	0,16
	(3C-3D)	3,06	9,18	6,12	0,0009	0,0006	1 700,00	2 868,75	8 778,38	75 146,71	13326,63	0,18
4	(2-2)	3,06	12,24	9,18	0,0018	0,0015	935,00	1 629,17	4 985,25	28 576,98	10211,02	0,36
	(1B-1C)	3,06	12,24	9,18	0,0009	0,0006	2 337,50	3 789,58	11 596,13	67 365,38	10211,02	0,15
	(3A-3B)	3,06	12,24	9,18	0,0009	0,0005	2 805,00	4 320,83	13 221,75	74 871,47	10211,02	0,14
	(3C-3D)	3,06	12,24	9,18	0,0009	0,0006	2 337,50	3 789,58	11 596,13	66 368,33	10211,02	0,15

**Inertie fictive des portiques transversaux : (suite)**

3	(2-2)	3,06	15,3	12,24	0,0018	0,0015	1 190,00	2 025,83	6 199,05	23 591,73	7336,59	0,31
	(1B-1C)	3,06	15,3	12,24	0,0009	0,0006	2 975,00	4 710,42	14 413,88	55 769,26	7336,59	0,13
	(3A-3B)	3,06	15,3	12,24	0,0009	0,0005	3 570,00	5 369,17	16 429,65	61 649,72	7336,59	0,12
	(3C-3D)	3,06	15,3	12,24	0,0009	0,0006	2 975,00	4 710,42	14 413,88	54 772,21	7336,59	0,13
2	(2-2)	3,06	18,36	15,3	0,0033	0,0015	1 445,00	2 036,14	6 230,58	17 392,68	4653,22	0,27
	(1B-1C)	3,06	18,36	15,3	0,0016	0,0006	3 612,50	4 887,50	14 955,75	41 355,38	4653,22	0,11
	(3A-3B)	3,06	18,36	15,3	0,0016	0,0005	4 335,00	5 673,75	17 361,68	45 220,07	4653,22	0,10
	(3C-3D)	3,06	18,36	15,3	0,0016	0,0006	3 612,50	4 887,50	14 955,75	40 358,33	4653,22	0,12
1	(2-2)	3,06	21,42	18,36	0,0033	0,0015	1 700,00	1 965,91	6 015,68	11 162,10	2451,1	0,22
	(1B-1C)	3,06	21,42	18,36	0,0016	0,0006	4 250,00	4 637,05	14 189,38	26 399,63	2451,1	0,09
	(3A-3B)	3,06	21,42	18,36	0,0016	0,0005	5 100,00	5 294,79	16 202,06	27 858,40	2451,1	0,09
	(3C-3D)	3,06	21,42	18,36	0,0016	0,0006	4 250,00	4 637,05	14 189,38	25 402,58	2451,1	0,10
RDC	(2-2)	4,08	25,5	21,42	0,0024	0,0015	1 150,00	1 460,42	5 958,50	5 146,42	854,52	0,17
	(1B-1C)	4,08	25,5	21,42	0,0012	0,0006	2 792,86	3 167,26	12 922,43	12210,25	854,52	0,07
	(3A-3B)	4,08	25,5	21,42	0,0012	0,0005	3 258,33	3 400,00	13 872,00	11 656,33	854,52	0,07
	(3C-3D)	4,08	25,5	21,42	0,0012	0,0006	2 792,86	3 167,26	12 922,43	11213,2	854,52	0,08

---

## Tableaux récapitulatifs :

### Sens transversal :

niveau	RDC	1	2	3	4	5	6	7
$I_e$	0,39	0,5	0,6	0,69	0,8	0,93	1,05	1,22

$$I_{moy} = 0,77m^4$$

### Sens longitudinal :

niveau	RDC	1	2	3	4	5	6	7
$I_e$	0,21	0,28	0,33	0,39	0,45	0,52	0,60	0,69

$$I_{emoy} = 0,43m^4$$

## Récapitulatif :

- **Sens longitudinal (ox) :**

L'inertie fictive moyenne des portiques est :  $I_{emoy} = 0,43m^4$   
L'inertie moyenne des refends :  $I_{rmoy} = 2,11m^4$   
L'inertie moyenne de l'ensemble :  $I = 2,54m^4$   
Pourcentage de l'inertie des portique / l'ensemble : 16,93 %  
Pourcentage de l'inertie des voiles / l'ensemble : 83,07%

- **Sens transversal (oy) :**

L'inertie fictive moyenne des portiques est :  $I_{emoy} = 0,77 m^4$   
L'inertie moyenne des refends :  $I_{rmoy} = 4,42 m^4$   
L'inertie moyenne de l'ensemble :  $I = 5,19 m^4$   
Pourcentage de l'inertie des portique / l'ensemble : 14,84%  
Pourcentage de l'inertie des voiles / l'ensemble : 85,16 %

## Conclusion :

On constate que l'inertie des voiles est bien plus importante que celle des portiques. Par conséquent, notre structure sera contreventée par voiles.

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et l'intégralité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Comme nous sommes en zone de moyenne sismicité (**IIa**), il n'y a pas lieu de vérifier les portiques sous l'effet d'un effort tranchant horizontal.

#### IV.4) centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse sont données par les relations suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$ : la masse de l'élément (i) ;

$X_i, Y_i$  : Coordonnées du CDG de l'élément considéré par rapport au repère de calcul.

Tableau IV-13 Centre de masse des voiles d'étages courants:

voiles	e(m)	Mi(KN)	Xi(m)	Yi(m)	Mi.Xi	Mi.Yi	XG(m)	YG(m)
VL1	0,2	39,78	1,7	4,2	67,63	167,076	10,80	6,55
VL2	0,2	42,84	10,8	4,2	462,67	430,542		
VL3	0,2	39,78	19,9	4,2	791,62	167,076		
VL4	0,2	39,78	1,7	9,4	67,63	373,932		
VL5	0,2	39,78	7,7	9,4	306,31	373,932		
VL6	0,2	39,78	13,9	9,4	552,94	373,932		
VL7	0,2	39,78	19,9	9,4	791,62	373,932		
VT1	0,2	62,73	0,1	2,45	6,27	153,6885		
VT2	0,2	62,73	21,5	2,45	1 348,70	153,6885		
VT3	0,2	44,37	9,3	6,35	412,64	281,7495		
VT4	0,2	44,37	12,3	6,35	545,75	281,7495		
VT5	0,2	52,02	0,1	11,4	5,20	593,028		
VT6	0,2	52,02	21,5	11,4	1 118,43	593,028		

Tableau IV-14 Centre de masse des voiles de RDC:

voiles	e(m)	Mi(KN)	Xi(m)	Yi(m)	Mi.Xi	Mi.Yi	XG(m)	YG(m)
VL1	0,2	53,04	1,7	4,2	90,17	222,768	10,80	6,55
VL2	0,2	57,12	10,8	4,2	616,90	574,056		
VL3	0,2	53,04	19,9	4,2	1 055,50	222,768		
VL4	0,2	53,04	1,7	9,4	90,17	498,576		
VL5	0,2	53,04	7,7	9,4	408,41	498,576		
VL6	0,2	53,04	13,9	9,4	737,26	498,576		
VL7	0,2	53,04	19,9	9,4	1 055,50	498,576		
VT1	0,2	83,64	0,1	2,45	8,36	204,918		
VT2	0,2	83,64	21,5	2,45	1 798,26	204,918		
VT3	0,2	59,16	9,3	6,35	550,19	375,666		
VT4	0,2	59,16	12,3	6,35	727,67	375,666		
VT5	0,2	69,36	0,1	11,4	6,94	790,704		
VT6	0,2	69,36	21,5	11,4	1 491,24	790,704		

Tableau IV-14 **Centre de masse des planchers d'étages courants(1,2,3,4,5,6,7) :**

-Plancher en corps creux :  $G = 5,56 \text{ KN/m}^2$  ,  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G+Q = 7,06 \text{ KN/m}^2$

Eléments	$S_i$ [m <sup>2</sup> ]	$m_i$ [KN]	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$m_i x_i$	$m_i y_i$
1	17,02	120,16	2,5	11,35	300,40	1 363,83
2	21,32	150,52	6,85	11,95	1 031,06	1 798,70
3	21,5	151,79	14,55	11,95	2 208,54	1 813,89
4	17,02	120,16	19,1	11,35	2 295,08	1 363,83
5	13,16	92,91	1,63	7	151,44	650,37
6	22,3	157,44	2,46	7	387,30	1 102,07
7	1,69	11,93	8,55	7,15	102,01	85,31
8	3,23	22,80	8,15	5,55	185,85	126,56
9	7,87	55,56	10,8	8,1	600,07	450,05
10	22,3	157,44	15,87	7	2 498,54	1 102,07
11	1,69	11,93	13,05	7,15	155,70	85,31
12	3,23	22,80	13,35	5,55	304,43	126,56
13	13,16	92,91	19,87	7	1 846,11	650,37
14	18,86	133,15	2,5	4,45	332,88	592,52
15	31,05	219,21	7,37	1,8	1 615,60	394,58
16	31,05	219,21	14,24	1,8	3 121,59	394,58
17	18,86	133,15	19,1	4,45	2 543,20	592,52
18	5,16	47,01	2,4	-0,6	112,82	- 28,20
19	5,16	47,01	19,2	-0,6	902,55	- 28,20
		1 967,10			20 695,18	12 636,72
			<b>X<sub>G</sub>=10,52</b>	<b>Y<sub>G</sub>=6,42</b>		

Tableau IV-15 Centre de masse du plancher terrasse(8) :

-Plancher en corps creux :  $G = 5,83 \text{ KN/m}^2$  ,  $Q = 1 \text{ KN/ m}^2 \Rightarrow G+Q = 6,83 \text{ KN/m}^2$

-Local salle machine :  $G = 4,85 \text{ KN/m}^2$  ,  $Q = 1 \text{ KN/ m}^2 \Rightarrow G+Q = 5,85 \text{ KN/m}^2$

Eléments	$S_i \text{ [m}^2\text{]}$	$m_i \text{ [KN]}$	$x_i \text{ [m]}$	$y_i \text{ [m]}$	$m_i x_i$	$m_i y_i$
1	17,02	116,25	2,5	11,35	290,62	1 319,40
2	21,32	145,62	6,85	11,95	997,47	1 740,11
3	21,5	146,85	14,55	11,95	2 136,59	1 754,80
4	17,02	116,25	19,1	11,35	2 220,31	1 319,40
5	13,16	89,88	1,63	7	146,51	629,18
6	22,3	152,31	2,46	7	374,68	1 066,16
7	1,69	11,54	8,55	7,15	98,69	82,53
8	3,23	22,06	8,15	5,55	179,80	122,44
9	7,87	53,75	10,8	8,1	580,52	435,39
10	22,3	152,31	15,87	7	2 417,14	1 066,16
11	1,69	11,54	13,05	7,15	150,63	82,53
12	3,23	22,06	13,35	5,55	294,51	122,44
13	13,16	89,88	19,87	7	1 785,97	629,18
14	18,86	128,81	2,5	4,45	322,03	573,22
15	31,05	212,07	7,37	1,8	1 562,97	381,73
16	31,05	212,07	14,24	1,8	3 019,90	381,73
17	18,86	128,81	19,1	4,45	2 460,34	573,22
18	5,16	34,11	2,4	-0,6	81,86	- 20,46
19	5,16	34,11	19,2	-0,6	654,87	- 20,46
20	9,52	65,02	10,08	11,4	655,42	741,25
21	5,32	31,12	10,8	5,65	336,12	175,84
		1 880,28			20 766,95	13 155,77
			<b><math>X_G=11,04</math></b>	<b><math>Y_G=6,90</math></b>		

Tableau IV-16 Centre de masse des poutres principales :

Eléments	$V_i [m^3]$	$m_i [KN]$	$x_i [m]$	$y_i [m]$	$m_i x_i$	$m_i y_i$
1	0,43	10,75	0,15	2,45	1,61	26,34
2	0,43	10,75	4,55	2,45	48,91	26,34
3	0,43	10,75	8,95	2,45	96,21	26,34
4	0,43	10,75	12,05	2,45	129,54	26,34
5	0,43	10,75	16,45	2,45	176,84	26,34
6	0,43	10,75	20,85	2,45	224,14	26,34
7	0,462	11,55	0,15	7,1	1,73	82,01
8	0,462	11,55	4,55	7,1	52,55	82,01
9	0,462	11,55	8,95	7,1	103,37	82,01
10	0,462	11,55	12,05	7,1	139,18	82,01
11	0,462	11,55	16,45	7,1	190,00	82,01
12	0,462	11,55	20,85	7,1	240,82	82,01
13	0,357	8,925	0,15	11,4	1,34	101,75
14	0,357	8,925	4,55	11,4	40,61	101,75
15	0,357	8,925	8,95	11,4	79,88	101,75
16	0,357	8,925	12,05	11,4	107,55	101,75
17	0,357	8,925	16,45	11,4	146,82	101,75
18	0,357	8,925	20,85	11,4	186,09	101,75
		187,35			1969,18	1 260,53
			<b><math>X_G=10,50</math></b>	<b><math>Y_G=6,73</math></b>		

Tableau IV-17 Centre de masse des poutres secondaires :

Eléments	$V_i [m]^3$	$m_i [KN]$	$x_i [m]$	$y_i [m]$	$m_i x_i$	$m_i y_i$
1	0,307	7,675	2,45	0,125	18,80	0,96
2	0,307	7,675	6,95	0,125	53,34	0,96
3	0,21	5,25	10,8	0,125	56,70	0,66
4	0,307	7,675	14,65	0,125	112,44	0,96
5	0,307	7,675	19,15	0,125	146,98	0,96
6	0,307	7,675	2,45	4,625	18,80	35,50
7	0,307	7,675	6,95	4,625	53,34	35,50
8	0,21	5,25	10,8	4,625	56,70	24,28
9	0,307	7,675	14,65	4,625	112,44	35,50
10	0,307	7,675	19,15	4,625	146,98	35,50
11	0,307	7,675	2,45	9,425	18,80	72,34
12	0,307	7,675	6,95	9,425	53,34	72,34
13	0,21	5,25	10,8	9,425	56,70	49,48
14	0,307	7,675	14,65	9,425	112,44	72,34
15	0,307	7,675	19,15	9,425	146,98	72,34
16	0,307	7,675	2,45	13,225	18,80	101,50
17	0,307	7,675	6,95	13,225	53,34	101,50
18	0,21	5,25	10,8	13,225	56,70	69,43
19	0,307	7,675	14,65	13,225	112,44	101,50
20	0,307	7,675	19,15	13,225	146,98	101,50
		143,8			1 553,04	985,03
			<b><math>X_G=10,80</math></b>	<b><math>Y_G=6,85</math></b>		

Tableau IV-18 Centre de masse des consoles :

Eléments	$V_i [m^3]$	$m_i [KN]$	$x_i [m]$	$y_i [m]$	$m_i x_i$	$m_i y_i$
1	0,126	3,15	0,15	-0,6	0,47	- 1,89
2	0,126	3,15	4,55	-0,6	14,33	- 1,89
3	0,126	3,15	8,95	-0,6	28,19	- 1,89
4	0,126	3,15	12,05	-0,6	37,96	- 1,89
5	0,126	3,15	16,45	-0,6	51,82	- 1,89
6	0,126	3,15	20,85	-0,6	65,68	- 1,89
7	0,126	3,15	4,55	14,1	14,33	44,42
8	0,126	3,15	8,95	14,1	28,19	44,42
9	0,126	3,15	12,05	14,1	37,96	44,42
10	0,126	3,15	16,45	14,1	51,82	44,42
		31,5			330,75	166,32
			$X_G=10,50$	$Y_G=5,28$		

Tableau IV-19 Centre de masse des poteaux des niveaux (3,4,5,6,7) :

Eléments	$V_i [m]^3$	$m_i [KN]$	$x_i [m]$	$y_i [m]$	$m_i x_i$	$m_i y_i$
1	0,275	6,875	0,175	0,175	1,20	1,20
2	0,275	6,875	4,675	0,175	32,14	1,20
3	0,275	6,875	9,175	0,175	63,08	1,20
4	0,275	6,875	12,375	0,175	85,08	1,20
5	0,275	6,875	16,875	0,175	116,02	1,20
6	0,275	6,875	21,375	0,175	146,95	1,20
7	0,275	6,875	0,175	4,675	1,20	32,14
8	0,275	6,875	4,675	4,675	32,14	32,14
9	0,275	6,875	9,175	4,675	63,08	32,14
10	0,275	6,875	12,375	4,675	85,08	32,14
11	0,275	6,875	16,875	4,675	116,02	32,14
12	0,275	6,875	21,375	4,675	146,95	32,14
13	0,275	6,875	0,175	9,475	1,20	65,14
14	0,275	6,875	4,675	9,475	32,14	65,14
15	0,275	6,875	9,175	9,475	63,08	65,14
16	0,275	6,875	12,375	9,475	85,08	65,14
17	0,275	6,875	16,875	9,475	116,02	65,14
18	0,275	6,875	21,375	9,475	146,95	65,14
19	0,275	6,875	0,175	13,275	1,20	91,27
20	0,275	6,875	4,675	13,275	32,14	91,27
21	0,275	6,875	9,175	13,275	63,08	91,27
22	0,275	6,875	12,375	13,275	85,08	91,27
23	0,275	6,875	16,875	13,275	116,02	91,27
24	0,275	6,875	21,375	13,275	146,95	91,27
		165			1 777,88	1 138,50
			<b><math>X_G=10,78</math></b>	<b><math>Y_G=6,90</math></b>		

Tableau IV-20 Centre de masse des poteaux des niveaux (1,2 et RDC) :

Eléments	$V_i [m]^3$	$m_i [KN]$	$x_i [m]$	$y_i [m]$	$m_i x_i$	$m_i y_i$
1	0,499	12,475	0,175	0,175	2,18	2,18
2	0,499	12,475	4,675	0,175	58,32	2,18
3	0,499	12,475	9,175	0,175	114,46	2,18
4	0,499	12,475	12,375	0,175	154,38	2,18
5	0,499	12,475	16,875	0,175	210,52	2,18
6	0,499	12,475	21,375	0,175	266,65	2,18
7	0,499	12,475	0,175	4,675	2,18	58,32
8	0,499	12,475	4,675	4,675	58,32	58,32
9	0,499	12,475	9,175	4,675	114,46	58,32
10	0,499	12,475	12,375	4,675	154,38	58,32
11	0,499	12,475	16,875	4,675	210,52	58,32
12	0,499	12,475	21,375	4,675	266,65	58,32
13	0,499	12,475	0,175	9,475	2,18	118,20
14	0,499	12,475	4,675	9,475	58,32	118,20
15	0,499	12,475	9,175	9,475	114,46	118,20
16	0,499	12,475	12,375	9,475	154,38	118,20
17	0,499	12,475	16,875	9,475	210,52	118,20
18	0,499	12,475	21,375	9,475	266,65	118,20
19	0,499	12,475	0,175	13,275	2,18	165,61
20	0,499	12,475	4,675	13,275	58,32	165,61
21	0,499	12,475	9,175	13,275	114,46	165,61
22	0,499	12,475	12,375	13,275	154,38	165,61
23	0,499	12,475	16,875	13,275	210,52	165,61
24	0,499	12,475	21,375	13,275	266,65	165,61
		299,4			3 226,04	2 065,86
			$X_G=10,78$	$Y_G=6,90$		

Tableau IV-21 Centre de masse de l'acrotère :

Eléments	$l_i [m]$	$m_i [KN]$	$x_i [m]$	$y_i [m]$	$m_i x_i$	$m_i y_i$
1	79,8	213,465	10,8	4,38	2305,422	934,9767
					10,8	4,38
			$X_G=10,8$	$Y_G=4,38$		

Tableau IV-22 **Escalier de l'étage courant**

Eléments	Si (m <sup>2</sup> )	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi.Xi	mi.Yi	XG	YG
volée 1	2,88	33,29	11,6	10,9	386,20	362,89	10,8	11,51
volée 2	2,88	33,29	10	10,9	332,93	362,89		
palier 1	3,36	29,37	10,8	12,9	317,16	378,83		
somme		95,95			1 036,28	1 104,61		

Tableau IV-23 **Escalier du RDC**

Eléments	Si (m <sup>2</sup> )	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi.Xi	mi.Yi	XG	YG
volée 1	1,8	20,81	10	10,45	208,08	217,44	10,68	10,81
volée 2	2,88	33,29	11,6	10,9	386,20	362,89		
volée 3	2,88	33,29	10	10,9	332,93	362,89		
palier 1	2,8	24,47	10,8	12,9	264,30	315,69		
palier 2	3,36	29,37	10,8	9,11	317,16	267,53		
somme		141,23			1 508,66	1 526,44		

Tableau IV-24 Centre de masse des murs extérieurs des étages courants :

Eléments	$m_i$ [KN]	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$m_i x_i$	$m_i y_i$	$S_i$ [m <sup>2</sup> ]	G
1	14,2392	21,45	-0,6	305,43	- 8,54	3,49	4,08
2	46,1856	19,15	0,25	884,45	11,55	11,32	4,08
3	14,2392	16,95	-0,6	241,35	- 8,54	3,49	4,08
4	46,1856	14,65	-1,05	676,62	- 48,49	11,32	4,08
5	14,2392	12,45	-0,6	177,28	-8,54	3,49	4,08
6	36,0264	10,8	0,15	389,09	5,40	8,83	4,08
7	14,2392	9,15	-0,6	130,29	- 8,54	3,49	4,08
8	46,1856	9,6	-1,05	443,38	- 48,49	11,32	4,08
9	14,2392	4,65	-0,6	66,21	- 8,54	3,49	4,08
10	46,1856	2,4	0,25	110,85	11,55	11,32	4,08
11	14,2392	0,15	-0,6	2,14	- 8,54	3,49	4,08
12	48,6336	0,15	7,1	7,30	345,30	11,92	4,08
13	46,1856	2,4	13,35	110,85	616,58	11,32	4,08
14	14,2392	4,65	15,3	66,21	217,86	3,49	4,08
15	46,1856	9,6	15,75	443,38	727,42	11,32	4,08
16	14,2392	9,15	15,3	130,29	217,86	3,49	4,08
17	36,0264	10,8	13,35	389,09	480,95	8,83	4,08
18	14,2392	12,45	15,3	177,28	217,86	3,49	4,08
19	46,1856	14,65	15,75	676,62	727,42	11,32	4,08
20	14,2392	16,95	15,3	241,35	217,86	3,49	4,08
21	46,1856	19,15	13,35	884,45	616,58	11,32	4,08
22	48,6336	21,45	7,1	1 043,19	345,30	11,92	4,08
	681,1968			7 597,09	4 611,24		
		<b>X<sub>G</sub>=11,15</b>	<b>Y<sub>G</sub>=6,77</b>				

Tableau IV-25 Centre de masse des murs extérieurs de RDC:

Eléments	$m_i$ [KN]	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$m_i x_i$	$m_i y_i$	$S_i$ [m <sup>2</sup> ]
1	19,23	21,45	-0,6	412,48	- 11,54	3,49
2	62,38	19,15	0,25	1 194,58	15,60	11,32
3	19,23	16,95	-0,6	325,95	-11,54	3,49
4	62,38	14,65	-1,05	913,87	- 65,50	11,32
5	19,23	12,45	-0,6	239,41	- 11,54	3,49
6	48,66	10,8	0,15	525,53	7,30	8,83
7	19,23	9,15	-0,6	175,95	- 11,54	3,49
8	62,38	9,6	-1,05	598,85	- 65,50	11,32
9	19,23	4,65	-0,6	89,42	- 11,54	3,49
10	62,38	2,4	0,25	149,71	15,60	11,32
11	19,23	0,15	-0,6	2,88	-11,54	3,49
12	65,67	0,15	7,1	9,85	466,26	11,92
13	62,38	2,4	13,35	149,71	832,77	11,32
14	19,23	4,65	15,3	89,42	294,22	3,49
15	62,38	9,6	15,75	598,85	982,49	11,32
16	19,23	9,15	15,3	175,95	294,22	3,49
17	48,66	10,8	13,35	525,53	649,61	8,83
18	19,23	12,45	15,3	239,41	294,22	3,49
19	62,38	14,65	15,75	913,87	982,49	11,32
20	19,23	16,95	15,3	325,95	294,22	3,49
21	62,38	19,15	13,35	1 194,58	832,77	11,32
22	65,67	21,45	7,1	1 408,62	466,26	11,92
	920			10 260,38	6 227,78	
		<b>X<sub>G</sub>=11,15</b>				
			<b>Y<sub>G</sub>=6,77</b>			

Tableau IV-26

Tableau récapitulatif des centres de masses des différents éléments de RDC :

Eléments	$m_i$ [KN]	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$m_i x_i$	$m_i y_i$
Voiles	799,68	10,8	6,55	8 636,54	5 759,02
Planchers	1 967,10	10,52	6,42	20 693,89	12 628,78
Poutres p	187,35	10,5	6,73	1 967,18	1 260,87
Poutres s	143,80	10,8	6,85	1 553,04	985,03
Console	31,5	10,50	5,28	330,75	166,32
Murs ext	920,00	11,15	6,77	10 258,00	6 228,40
Poteaux	299,40	10,78	6,9	3 227,53	2 065,86
Escalier	141,23	10,68	10,81	1 508,34	1 526,70
	4 490,06			48 175,27	30 620,98
		<b>X<sub>G</sub>=10,73</b>			
			<b>Y<sub>G</sub>=6,70</b>		

Tableau IV-27

**Tableau récapitulatif des centres de masses des différents éléments des niveaux (1 et 2):**

Eléments	$m_i$ [KN]	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$m_i x_i$	$m_i y_i$
Voiles	599,76	10,8	6,55	6 477,41	4 319,27
Planchers	1 967,10	10,52	6,42	20 693,89	12 628,78
Poutres p	187,35	10,5	6,73	1 967,18	1 260,87
Poutres s	143,80	10,8	6,85	1 553,04	985,03
Console	31,5	10,50	5,28	330,75	166,32
Murs ext	681,19	11,15	6,77	7 595,27	4 611,66
Poteaux	299,40	10,78	6,9	3 227,53	2 065,86
Escalier	95,95	10,8	11,51	1 036,26	1 104,38
	4006,05			42 881,33	27 142,16
		$X_G=10,70$	$Y_G=6,67$		

Tableau IV-28

**Tableau récapitulatif des centres de masses des différents éléments des niveaux (3,4,5,6):**

Eléments	$m_i$ [KN]	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$m_i x_i$	$m_i y_i$
Voiles	599,76	10,8	6,55	6 477,41	4 319,27
Planchers	1 967,10	10,52	6,42	20 693,89	12 628,78
Poutres p	187,35	10,5	6,73	1 967,18	1 260,87
Poutres s	143,80	10,8	6,85	1 553,04	985,03
Console	31,5	10,50	5,28	330,75	166,32
Murs ext	681,19	11,15	6,77	7 595,27	4 611,66
Poteaux	165,00	10,78	6,9	1 778,70	1 138,50
Escalier	95,95	10,8	11,51	1 036,26	1 104,38
	3 871,65			41 432,50	26 214,8
		$X_G=10,70$	$Y_G=6,67$		

Tableau IV-29

**Tableau récapitulatif des centres de masses des différents éléments de niveau 7:**

Eléments	$m_i$ [KN]	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$m_i x_i$	$m_i y_i$
Voiles	599,76	10,8	6,55	6 477,41	4 319,27
Planchers	1 880,28	11,04	6,9	20 758,29	12 973,93
Poutres p	187,35	10,5	6,73	1 967,18	1 260,87
Poutres s	143,80	10,8	6,85	1 553,04	985,03
Console	31,5	10,50	5,28	330,75	166,32
Murs ext	681,19	11,15	6,77	7 595,27	4 611,66
Poteaux	165,00	10,78	6,9	1 778,70	1 138,50
acrotère	213,47	10,8	4,38	2 305,48	935,00
	3 902,35			42 766,12	26 390,57
		$X_G=10,96$	$Y_G=6,67$		

Tableau IV-30 Tableau récapitulatif des centres de masses des différents niveaux :

Niveaux	VII	VI	V	IV	III	II	I	RDC
<b>X<sub>G</sub></b>	10,96	10,70	10,70	10,70	10,70	10,71	10,71	10,73
<b>Y<sub>G</sub></b>	6,77	6,68	6,68	6,68	6,68	6,68	6,68	6,71

#### IV.5) Calcul du centre de torsion des voiles:

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur lesquelles elles agissent. Elles sont toutefois préjudiciables lorsque la résultante de ces forces se trouve excentrée de façon notable par rapport au centre de torsion. Ce dernier représente le centre d'inerties des voiles tel que :

-Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation d'éléments dans la direction parallèle à celle de la force agissante.

-Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation dans le sens du moment.

Les Coordonnées du centre de torsion sont données par les formules suivantes :

$$X_{cj} = \frac{\sum R_{jy} \cdot X_j}{\sum R_{jy}}$$

$$Y_{cj} = \frac{\sum R_{jx} \cdot Y_j}{\sum R_{jx}}$$

$R_{jy}$ ,  $R_{jx}$  : Respectivement rigidité dans le sens X-X et Y-Y.

$X_j$ ,  $Y_j$  : Respectivement abscisse et ordonnée du centre de gravité des voiles par rapport au repère (oxy).

Puisqu'on a des hauteurs d'étages identiques et une inertie constante sur toute la hauteur, on utilisera la formule suivante :

$$X_{cj} = \frac{\sum I_y \cdot X_j}{\sum I_y}$$

$$Y_{cj} = \frac{\sum I_x \cdot Y_j}{\sum I_x}$$

Tableau IV-31 Voiles dans le sens X-X :

Niveaux	Voiles	I <sub>ey</sub>	X <sub>j</sub>	I <sub>ey</sub> X <sub>j</sub>
<b>I à VIII</b>	<b>V1</b>	0,29	1,7	0,493
	<b>V2</b>	0,37	10,8	3,996
	<b>V3</b>	0,29	19,9	5,771
	<b>V4</b>	0,29	1,7	0,493
	<b>V5</b>	0,29	7,7	2,233
	<b>V6</b>	0,29	13,9	4,031
	<b>V7</b>	0,29	19,9	5,771
	$\Sigma=2,11$		$\Sigma=22,788$	X <sub>c</sub> =10,8

Tableau IV-32 Voiles dans le sens Y-Y :

Niveaux	Voiles	I <sub>ex</sub>	Y <sub>j</sub>	I <sub>ex</sub> Y <sub>j</sub>	
I à VIII	V1	1,15	2,45	2,8175	
	V2	1,15	2,45	2,8175	
	V3	0,41	6,35	2,6035	
	V4	0,41	6,35	2,6035	
	V5	0,65	11,4	7,41	
	V6	0,65	11,4	7,41	
		Σ=4,42		Σ=25,66	Y <sub>c</sub> =5,81

#### IV.6) Calcul des excentricités:

Pour toute structure comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

-Excentricité accidentelle : 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau dans les deux directions.

-Excentricité théorique résultante des plans (e<sub>x</sub> et e<sub>y</sub>)

$$e_x = X_G - X_{Cj}$$

$$e_y = Y_G - Y_{Cj}$$

Tableau IV-33 Le calcul des excentricités est résumé dans le tableau suivant :

Niveaux	VII	VI	V	IV	III	II	I	RDC
X <sub>G</sub>	10,96	10,7	10,7	10,7	10,7	10,71	10,71	10,73
X <sub>c</sub>	10,8	10,8	10,8	10,8	10,8	10,8	10,8	10,8
Y <sub>G</sub>	6,77	6,68	6,68	6,68	6,68	6,68	6,68	6,71
Y <sub>c</sub>	5,81	5,81	5,81	5,81	5,81	5,81	5,81	5,81
e <sub>x</sub> théorique	0,16	-0,1	-0,1	-0,1	-0,1	-0,09	-0,09	-0,07
e <sub>y</sub> théorique	0,96	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,9
e accidentelle	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08
e <sub>x</sub>	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08
e <sub>y</sub>	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08

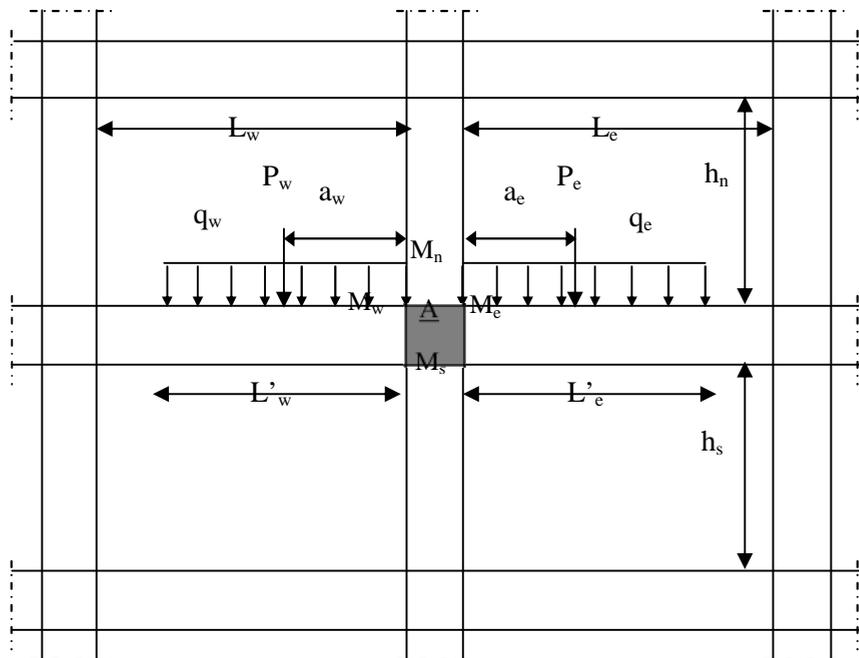
**Conclusion :** On retiendra l'excentricité accidentelle pour la suite de l'étude de notre structure.

## V) METHODE DE CAQUOT:

C'est une méthode approchée pour le calcul des poutres continues solidaires ou non des poteaux sous l'action des charges verticales. Elle s'applique essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Elle convient notamment aux éléments de plancher à charge d'exploitation relativement élevée.

### V.1 - Notations:

Soit **A** un nœud interieur de la structure et non voisin d'un nœud de rive.



figV.1 : Modélisation de structure

$L_w, L_e$ : portées entre nus d'appuis des travées adjacentes au nœud A.

$h_n, h_s$ : hauteurs libres des poteaux au dessus et dessous du nœud A.

$M_w, M_e, M_n, M_s$ : moments agissant dans le nœud A.

Nous détachons de chaque coté de l'appui considéré des tronçons fictifs dont les longueurs fictives seront comme suit:

$h'_n = 0,8 h_n$  sauf si le nœud appartient à l'avant dernier plancher où  $h'_n = 0,9 h_n$ .

$h'_s = 0,8 h_s$  sauf si le poteau est articulé sur sa fondation où  $h'_s = h_s$

$L'_w = 0,8 L_w$  ,  $L'_e = 0,8 L_e$  pour des nœuds intermédiaires.

$L'_w = \chi_{i-1} L_w$  pour un nœud voisin(i) d'un nœud de rive avec:

$\chi_i = 0,8$  si  $(K_{si} + K_{ni}) \geq 1,5 k_{ei}$  si non  $\chi_i = 1 - [(k_{si} + k_{ni}) / 7,5 k_{ei}]$

## V.2 - Rigidités linéaires:

Soient  $I_w$ ,  $I_e$ ,  $I_n$ ,  $I_s$  les moments d'inertie des différents éléments (poteaux-poutres).

Nous posons les rigidités linéaires suivantes:

$$k_w = I_w/L'_w, \quad k_e = I_e/L'_e, \quad k_n = I_n/h'_n, \quad k_s = I_s/h'_s$$

$$D = k_w + k_e + k_n + k_s$$

## V.3 - Moments de référence:

$p_{we}$ : charges concentrées appliquées sur les travées de gauche et de droite du nœud A.

$q_{we}$ : charges uniformément réparties sur les travées de gauche et de droite (par unité de longueur).

### • Travée intermédiaire:

$$M'_w = q_w L'_w{}^2/8,5 + L'_w \sum K_w P_w.$$

$$M'_e = q_e L'_e{}^2/8,5 + L'_e \sum K_e P_e.$$

$$K_{w,e} = x(x-1)(x-2)/2,125 \text{ avec } x = a_{e,w}/L'_{e,w}$$

$$M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right), \quad M_e = M'_w \frac{k_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right)$$

$$M_s = (M'_e - M'_w) \frac{k_s}{D}, \quad M_n = (M'_e - M'_w) \frac{k_n}{D}.$$

### • Nœud de rive: (nœud 1)

$$M_{e1} = M'_{e1}(1 - K_{e1}/D_1) + M_{w1} \cdot K_{e1}/D_1$$

$$M_{s,n1} = M_{e1} K_{s,n1}/D_1$$

$$M'_{e1} = q_e L'_e{}^2/8,5 + L'_e \sum k_e p_e.$$

$$k_{e1} = I_e/L'_e, \quad k_{n1} = I_n/h'_n, \quad k_{s1} = I_s/h'_s, \quad D_1 = k_{e1} + k_{n1} + k_{s1}$$

### • Nœud voisin du nœud de rive: (nœud 2)

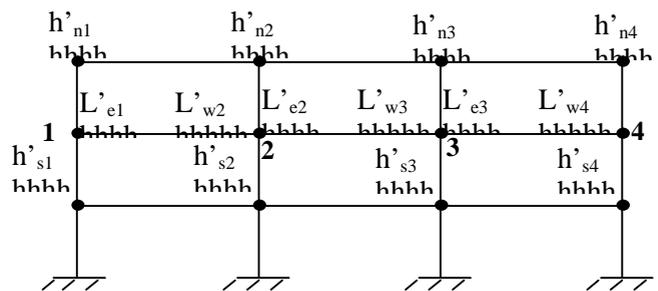
$$M_{e2} = M'_{e2} \left(1 - \frac{k_{e2}}{D_2}\right) + M'_{w2} \frac{k_{e2}}{D_2}, \quad M_{w2} = M'_{e2} \frac{k_{w2}}{D_2} + M'_{w2} \left(1 - \frac{k_{w2}}{D_2}\right)$$

$$M_{n2} = (M'_{e2} - M'_{w2}) \frac{k_{n2}}{D_2}, \quad M_{s2} = (M'_{e2} - M'_{w2}) \frac{k_{s2}}{D_2}$$

$$M'_{w2} = M'_{w2} - [M_{w1} K_{e1}/(2,125 D_1)]$$

$$M'_{w2} = q_w L'_w{}^2/8,5 + L'_w \sum k_w p_w$$

$$M'_{e2} = q_e L'_e{}^2/8,5 + L'_e \sum k_e p_e$$

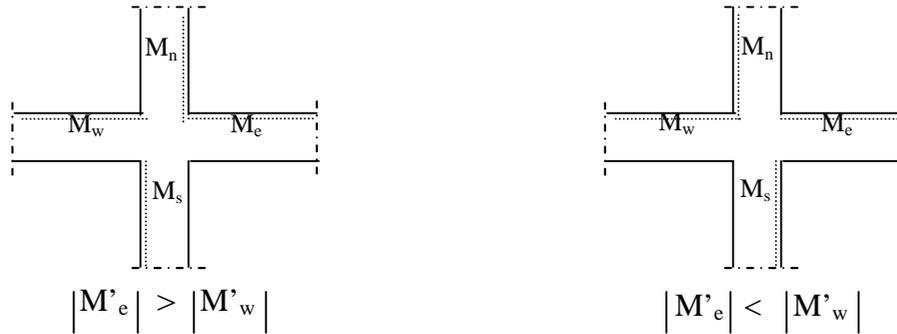


figV.2 : Schéma d'un portique

➤ **Convention de signe au niveau du nœud considéré:**

**-Poutres:** les faces tendues se trouvent à la partie supérieure ( $M_w$  et  $M_e < 0$ ).

**-Poteaux:** la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues de  $M'_w$  et  $M'_e$  et la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.



**figV. 3 :** Les pointillés représentent les fibres tendues.

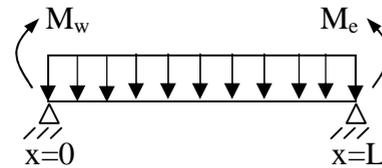
**V.4 – Moment en travées:**

Ils se déterminent à partir des moments sur appuis en utilisant les méthodes usuelles de la RDM.

$$M_t(x) = q \frac{L}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L}$$

$$\frac{dM_t(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{L}{2} + \frac{M_e - M_w}{qL}$$

$M_w, M_e$  seront pris en valeurs absolues.



**V.5 - Efforts tranchants dans les poutres:**

Ils sont calculés en utilisant les moments de continuité dans la méthode générale applicable aux poutres continues.

$$T(x) = \frac{dM(x)}{d(x)} \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{qL}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} \\ T_e = q\left(\frac{L}{2} - L\right) + \frac{M_e - M_w}{L} \end{cases}$$

$M_w, M_e$  seront pris en valeurs algébriques.

**V.6 - Calcul des efforts normaux dans les poteaux:**

Ils sont calculés à partir des efforts tranchants dans les poutres.

$$N = |T_w| + |T_e|$$

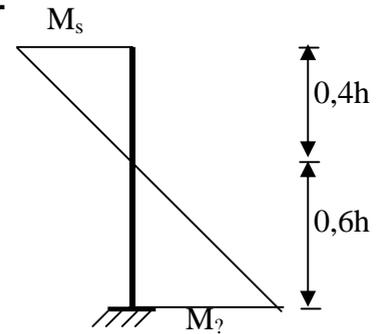
## V.7 - Détermination du point d'inflexion dans les poteaux:

(moment nul dans les poteaux du 1<sup>er</sup> niveau)

Le point d'inflexion est situé approximativement à 0,6h à partir de la base du poteau.

h: hauteur d'étage.

$$\frac{M_1}{0,6h} = \frac{M_s}{0,4h} \Rightarrow M_1 = 1,5M_s$$



figV.4

## V.8 - Calcul des charges permanentes et d'exploitation :

Plancher terrasse : G = 5,83 KN /m<sup>2</sup>

Q = 1,00 KN /m<sup>2</sup>

Plancher étage courant de 1 à 6 et RDC : G = 5,56 KN/m<sup>2</sup>

Q = 1,50 KN /m<sup>2</sup>

Balcon: G = 5,56 KN/m<sup>2</sup>

Q = 3,50 KN/m<sup>2</sup>

Poutres principales : G = 0,35\*0,3\*25 = 2,625 KN/ml

Poutre secondaires : G = 0,3\*0,25\*25 = 1,875 KN/ml

### Portique longitudinale (A-A) :

#### ❖ Plancher terrasse :

##### • Travées (1-2), (2-3), (4-5), (5-6) :

Poids du plancher : (5,83\*0,65) = 3,79 KN/ml

Poids des poutres : 1,875 KN/ml

G = 5,67 KN/ml

$$Q = \left(1 * \frac{0,65}{2}\right) + \left(1 * \frac{0,65}{2}\right) = 0,65 \text{ KN/ml}$$

##### • Travées (3-4) :

Poids du plancher :  $5,83 * \frac{0,65}{2} = 1,89 \text{ KN/ml}$

Poids des poutres : 1,875 KN/ml

G = 3,77 KN/ml

$$Q = 1 * \frac{0,65}{2} = 0,33 \text{ KN/ml}$$

---

❖ **Plancher courant:**

• **Travées (1-2), (2-3), (4-5), (5-6) :**

Poids du plancher :  $(5,56 * 0,65) = 3,61$  KN/ml

Poids des poutres : 1,875

G= 5,48 KN/ml

$$Q = \left(1,5 * \frac{0,65}{2}\right) + \left(3,5 * \frac{0,65}{2}\right) = 1,62 \text{ KN/ml}$$

• **Travées (3-4) :**

Poids du plancher :  $5,56 * \frac{0,65}{2} = 1,81$  KN/ml

Poids des poutres : 1,875 KN/ml

G= 3,69 KN/ml

Q= 0,49 KN/ml

**Portique transversal (2-2) :**

❖ **Plancher terrasse :**

• **Travées (A-B), (B-C), (C-D) :**

Poids du plancher :  $5,83 * 4,1 = 23,9$  KN/ml

Poids des poutres : 2,625 KN/ml

G= 26,53 KN/ml

Q=  $1 * 4,1 = 4,1$  KN/ml

• **Console en A**

Poids du plancher :  $5,83 * 4,1 = 23,9$  KN/ml

Poids des poutres : 2,625 KN/ml

G= 26,53 KN/ml

Q=  $1 * 4,1 = 4,1$  KN/ml

• **Console en D**

Poids du plancher :  $5,83 * 2,05 = 11,95$  KN/ml

Poids des poutres : 2,625 KN/ml

G= 14,58 KN/ml

Q=  $1 * 2,05 = 2,05$  KN/m

---

❖ **Plancher courant:**

• **Travées (A-B), (B-C), (C-D) :**

Poids du plancher :  $5,56 \cdot 4,1 = 22,8$  KN/ml

Poids des poutres : 2,625 KN/ml

G= 25,43 KN/ml

Q=  $1,5 \cdot 4,1 = 6,15$  KN/ml

• **Console en A**

Poids du plancher :  $5,56 \cdot 4,1 = 22,8$  KN/ml

Poids des poutres : 2,625 KN/ml

G= 25,43 KN/ml

Q=  $3,5 \cdot 4,1 = 14,35$  KN/ml

• **Console en D**

Poids du plancher :  $5,56 \cdot 2,05 = 11,4$  KN/ml

Poids des poutres : 2,625 KN/ml

G= 14,02 KN/ml

Q=  $3,5 \cdot 2,05 = 7,18$  KN/ml

**Remarque:**

Tous les résultats de l'application de cette méthode sont résumés dans les tableaux ci-après.

Tableau.V.1 : Caractéristiques géométriques du portique 2-2:

Niveaux	Nœuds	(m)				(m)				$10^{-4} \text{ m}^4$				$10^{-4} \text{ m}^3$				D
		Lw	Le	hn	hs	L'w	L'e	h'n	h's	Iw	Ie	In	Is	Kw	Ke	Kn	Ks	
VIII	A	0	4,2	0	2,71	0	3,36	0	2,17	0	10,72	0	6,75	-	3,19	0	3,11	6,30
	B	4,2	4,5	0	2,71	3,58	3,83	0	2,17	10,72	10,72	0	6,75	3,00	2,8	0	3,11	8,91
	C	4,5	3,5	0	2,71	3,96	3,08	0	2,17	10,72	10,72	0	6,75	2,70	3,48	0	3,11	9,30
	D	3,5	0	0	2,71	2,8	0	0	2,17	10,72	0	0	6,75	3,83	-	0	3,11	6,94
VII	A	0	4,2	2,71	2,71	0	3,36	2,44	2,17	0	10,72	6,75	6,75	-	3,19	2,77	3,11	9,07
	B	4,2	4,5	2,71	2,71	3,36	3,6	2,44	2,17	10,72	10,72	6,75	6,75	3,19	2,98	2,77	3,11	12,05
	C	4,5	3,5	2,71	2,71	3,6	2,8	2,44	2,17	10,72	10,72	6,75	6,75	2,98	3,83	2,77	3,11	12,69
	D	3,5	0	2,71	2,71	2,8	0	2,44	2,17	10,72	0	6,75	6,75	3,83	-	2,77	3,11	9,71
IV,V,VI	A	0	4,2	2,71	2,71	0	3,36	2,17	2,17	0	10,72	6,75	6,75	-	3,19	3,11	3,11	9,42
	B	4,2	4,5	2,71	2,71	3,36	3,6	2,17	2,17	10,72	10,72	6,75	6,75	3,19	2,98	3,11	3,11	12,40
	C	4,5	3,5	2,71	2,71	3,6	2,8	2,17	2,17	10,72	10,72	6,75	6,75	2,98	3,83	3,11	3,11	13,03
	D	3,5	0	2,71	2,71	2,8	0	2,17	2,17	10,72	0	6,75	6,75	3,83	-	3,11	3,11	10,06
II,III	A	0	4,15	2,71	2,71	0	3,32	2,17	2,17	0	10,72	12,5	12,5	-	3,23	5,77	5,77	14,76
	B	4,15	4,45	2,71	2,71	3,32	3,56	2,17	2,17	10,72	10,72	12,5	12,5	3,23	3,01	5,77	5,77	17,77
	C	4,45	3,45	2,71	2,71	3,56	2,76	2,17	2,17	10,72	10,72	12,5	12,5	3,01	3,88	5,77	5,77	18,43
	D	3,45	0	2,71	2,71	2,76	0	2,17	2,17	10,72	0	12,5	12,5	3,88	-	5,77	5,77	15,42
I	A	0	4,15	2,71	3,73	0	3,32	2,17	2,98	0	10,72	12,5	12,5	-	3,23	5,77	4,19	13,18
	B	4,15	4,45	2,71	3,73	3,32	3,56	2,17	2,98	10,72	10,72	12,5	12,5	3,23	3,01	5,77	4,19	16,19
	C	4,45	3,45	2,71	3,73	3,56	2,76	2,17	2,98	10,72	10,72	12,5	12,5	3,01	3,88	5,77	4,19	16,85
	D	3,45	0	2,71	3,73	2,76	0	2,17	2,98	10,72	0	12,5	12,5	3,88				

**Tableau.V.2 Moments aux nœuds du portique 2-2 sous G:**

Niveaux	Nœuds	KN/ml		KN.m					
		Gw	Ge	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms
VIII	A	26,53	26,53	19,10	35,24	19,10	27,07	0	7,97
	B	26,53	26,53	39,94	45,78	41,90	43,95	0	2,04
	C	26,53	26,53	49,03	29,61	43,38	36,88	0	-6,50
	D	26,53	14,58	24,47	10,50	16,76	10,50	0	-6,27
VII	A	25,43	25,43	18,31	33,78	18,31	28,34	4,72	5,31
	B	25,43	25,43	33,78	38,77	35,10	37,54	1,15	1,29
	C	25,43	25,43	38,77	23,46	35,18	28,08	-3,34	-3,76
	D	25,43	14,02	23,46	10,09	18,19	10,09	-3,81	-4,28
IV,V,VI,	A	25,43	25,43	18,31	33,78	18,31	28,54	5,11	5,11
	B	25,43	25,43	33,78	38,77	35,06	37,57	1,26	1,26
	C	25,43	25,43	38,77	23,46	35,27	27,96	-3,66	-3,66
	D	25,43	14,02	23,46	10,09	18,37	10,09	-4,14	-4,14
III,II	A	25,43	25,43	18,31	32,98	18,31	29,77	5,73	5,73
	B	25,43	25,43	32,98	37,92	33,87	37,08	1,60	1,60
	C	25,43	25,43	37,92	22,79	35,44	25,98	-4,73	-4,73
	D	25,43	14,02	22,79	10,09	19,59	10,09	-4,75	-4,75
I	A	25,43	25,43	18,31	32,98	18,31	29,38	6,41	4,66
	B	25,43	25,43	32,98	37,92	33,96	37,00	1,76	1,28
	C	25,43	25,43	37,92	22,79	35,21	26,28	-5,18	-3,76
	D	25,43	14,02	22,79	10,09	19,23	10,09	-5,29	-3,84

**Tableau.V.3 Moments en travées-Efforts tranchants du portique 2-2 sous G:**

Niveaux	Travées	m	KN/ml	KN.m		m	KN.m	KN	
		L	G	Mw	Me	x	Mt	Tw	Te
VIII	A*B	4,2	26,53	27,07	41,90	2,23	23,31	59,24	- 52,18
	B*C	4,5	26,53	43,95	43,38	2,25	23,49	59,57	-59,82
	C*D	3,5	26,53	36,88	16,76	1,53	11,94	40,68	-52,17
VII	A*B	4,2	25,43	28,34	35,10	2,16	24,20	55,01	-51,79
	B*C	4,5	25,43	37,54	35,18	2,23	28,00	56,69	-57,74
	C*D	3,5	25,43	28,08	18,19	1,64	15,34	41,68	-47,33
IV , V , VI	A*B	4,2	25,43	28,54	35,06	2,16	24,13	54,96	-51,85
	B*C	4,5	25,43	37,57	35,27	2,23	27,93	56,71	-57,73
	C*D	3,5	25,43	27,96	18,37	1,64	15,34	41,76	-47,24
II , III	A*B	4,15	25,43	29,77	33,87	2,11	22,87	53,76	-51,78
	B*C	4,45	25,43	37,08	35,44	2,21	26,68	56,21	-56,95
	C*D	3,45	25,43	25,98	19,59	1,65	14,85	42,02	-45,72
I	A*B	4,15	25,43	29,38	33,96	2,12	23,00	53,87	-51,66
	B*C	4,45	25,43	37,00	35,21	2,21	26,83	56,18	-56,98
	C*D	3,45	25,43	26,28	19,23	1,64	14,84	41,82	-45,91

**Tableau.V.4 Efforts normaux du portique 2-2 sous G:**

Niveaux	Poteaux	KN				
		Poids	Tw	Te	N	Nc
VIII	A	0	-31,84	59,24	91.08	91.08
	B	0	-52,18	59,57	111.75	111.75
	C	0	-59,82	40,68	100.50	100.50
	D	0	-52,17	17,5	69.67	69.67
VII	A	6,885	-30,52	55,01	85.53	176.62
	B	6,885	-51,79	56,69	108.49	220.23
	C	6,885	-57,74	41,68	99.42	199.92
	D	6,885	-47,33	16,82	64.15	133.82
VI	A	6,885	-30,52	54,96	85.48	262.09
	B	6,885	-51,85	56,71	108.56	328.79
	C	6,885	-57,73	41,76	99.49	299.41
	D	6,885	-47,24	16,82	64.06	197.88
V	A	6,885	-30,52	54,96	85.48	347.57
	B	6,885	-51,85	56,71	108.56	437.34
	C	6,885	-57,73	41,76	99.49	398.90
	D	6,885	-47,24	16,82	64.06	261.95
IV	A	6,885	-30,52	54,96	85.48	433.05
	B	6,885	-51,85	56,71	108.56	545.90
	C	6,885	-57,73	41,76	99.49	498.39
	D	6,885	-47,24	16,82	64.06	326.01
III	A	9,37	-30,52	53,76	84.28	517.32
	B	9,37	-51,78	56,21	107.99	653.89
	C	9,37	-56,95	42,02	98.96	597.36
	D	9,37	-45,72	16,82	62.54	388.55
II	A	9,37	-30,52	53,76	84.28	601.60
	B	9,37	-51,78	56,21	107.99	761.88
	C	9,37	-56,95	42,02	98.96	696.32
	D	9,37	-45,72	16,82	62.54	451.08
I	A	12,495	-30,52	53,87	84.39	685.99
	B	12,495	-51,66	56,18	107.85	869.73
	C	12,495	-56,98	41,82	98.81	795.13
	D	12,495	-45,91	16,82	62.73	513.81

**Tableau V.5 Moments aux nœuds du portique 2-2 sous Q:**

Niveaux	Nœuds	KN/ml		KN.m					
		Qw	Qe	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms
VIII	A	4,1	4,1	2,95	5,45	2,95	4,18	0	1,23
	B	4,1	4,1	6,17	7,08	6,48	6,79	0	0,32
	C	4,1	4,1	7,58	4,58	6,70	5,70	0	-1,00
	D	4,1	2,05	3,78	1,48	2,51	1,48	0	-1,03
VII	A	14,35	6,15	10,33	8,17	10,33	8,93	-0,66	-0,74
	B	6,15	6,15	8,17	9,38	8,49	9,08	0,28	0,31
	C	6,15	6,15	9,38	5,67	8,51	6,79	-0,81	-0,91
	D	6,15	7,18	5,67	5,17	5,47	5,17	-0,14	-0,16
IV,V,VI,	A	14,35	6,15	10,33	8,17	10,33	8,90	-0,72	-0,72
	B	6,15	6,15	8,17	9,38	8,48	9,09	0,30	0,30
	C	6,15	6,15	9,38	5,67	8,53	6,76	-0,88	-0,88
	D	6,15	7,18	5,67	5,17	5,48	5,17	-0,16	-0,16
III,II	A	14,35	6,15	10,33	7,98	10,33	8,49	-0,92	-0,92
	B	6,15	6,15	7,98	9,17	8,19	8,97	0,39	0,39
	C	6,15	6,15	9,17	5,51	8,57	6,28	-1,14	-1,14
	D	6,15	7,18	5,51	5,17	5,43	5,17	-0,13	-0,13
I	A	14,35	6,15	10,33	7,98	10,33	8,55	-1,03	-0,75
	B	6,15	6,15	7,98	9,17	8,21	8,95	0,43	0,31
	C	6,15	6,15	9,17	5,51	8,52	6,35	-1,25	-0,91
	D	6,15	7,18	5,51	5,17	5,42	5,17	-0,14	-0,10

**Tableau.V.6 Moments en travées-Efforts tranchants du portique 2-2 sous Q:**

Niveaux	Travées	m	KN/ml	KN.m		m	KN.m	KN	
		L	Q	Mw	Me	x	Mt	Tw	Te
VIII	A*B	4,2	4,1	4,18	6,48	2,23	3,60	9,16	-8,06
	B*C	4,5	4,1	6,79	6,70	2,25	3,63	9,21	-9,24
	C*D	3,5	4,1	5,70	2,51	1,53	1,87	6,26	-8,09
VII	A*B	4,2	6,15	8,93	8,49	2,08	4,85	12,81	-13,02
	B*C	4,5	6,15	9,08	8,51	2,23	6,77	13,71	-13,96
	C*D	3,5	6,15	6,79	5,47	1,69	3,25	10,39	-11,14
IV, V, VI	A*B	4,2	6,15	8,90	8,48	2,08	4,87	12,81	-13,02
	B*C	4,5	6,15	9,09	8,53	2,23	6,75	13,71	-13,96
	C*D	3,5	6,15	6,76	5,48	1,69	3,26	10,40	-11,13
II, III	A*B	4,15	6,15	8,49	8,19	2,06	4,90	12,69	-12,83
	B*C	4,45	6,15	8,97	8,57	2,21	6,45	13,59	-13,77
	C*D	3,45	6,15	6,28	5,43	1,68	3,28	10,36	-10,86
I	A*B	4,15	6,15	8,55	8,21	2,06	4,86	12,68	-12,84
	B*C	4,45	6,15	8,95	8,52	2,21	6,49	13,59	-13,78
	C*D	3,45	6,15	6,35	5,42	1,68	3,25	10,34	-10,88

**Tableau.V.7 Efforts normaux du portique 2-2 sous Q:**

Niveaux	Poteaux	KN				
		Poids	Tw	Te	N	Nc
VIII	A	0	-4,92	9,16	14.08	14.08
	B	0	-8,06	9,21	17.27	17.27
	C	0	-9,24	6,26	15.51	15.51
	D	0	-8,09	2,46	10.55	10.55
VII	A	6,885	-17,22	12,81	30.03	44.11
	B	6,885	-13,02	13,71	26.73	44.00
	C	6,885	-13,96	10,39	24.35	39.86
	D	6,885	-11,14	8,62	19.76	30.30
VI	A	6,885	-17,22	12,81	30.03	74.14
	B	6,885	-13,02	13,71	26.73	70.73
	C	6,885	-13,96	10,40	24.36	64.22
	D	6,885	-11,13	8,62	19.75	50.05
V	A	6,885	-17,22	12,81	30.03	104.17
	B	6,885	-13,02	13,71	26.73	97.46
	C	6,885	-13,96	10,40	24.36	88.58
	D	6,885	-11,13	8,62	19.75	69.80
IV	A	6,885	-17,22	12,81	30.03	134.21
	B	6,885	-13,02	13,71	26.73	124.19
	C	6,885	-13,96	10,40	24.36	112.93
	D	6,885	-11,13	8,62	19.75	89.55
III	A	9,37	-17,22	12,69	29.91	164.12
	B	9,37	-12,83	13,59	26.43	150.62
	C	9,37	-13,77	10,36	24.13	137.07
	D	9,37	-10,86	8,62	19.48	109.03
II	A	9,37	-17,22	12,69	29.91	194.03
	B	9,37	-12,83	13,59	26.43	177.04
	C	9,37	-13,77	10,36	24.13	161.20
	D	9,37	-10,86	8,62	19.48	128.50
I	A	12,495	-17,22	12,68	29.90	223.93
	B	12,495	-12,84	13,59	26.43	203.47
	C	12,495	-13,78	10,34	24.12	185.32
	D	12,495	-10,88	8,62	19.50	148.00

Tableau.V.8 Caractéristiques géométriques du portique A-A:

Niveaux	Nœuds	(m)				(m)				$10^{-4} \text{ m}^4$				$10^{-4} \text{ m}^3$				D
		Lw	Le	hn	hs	L'w	L'e	h'n	h's	Iw	Ie	In	Is	Kw	Ke	Kn	Ks	
VIII	1	0	4,2	0	2,76	0	3,36	0	2,21	0	5,62	0	6,75	-	1,67	0	3,06	4,73
	2	4,2	4,2	0	2,76	3,36	3,36	0	2,21	5,62	5,62	0	6,75	1,67	1,67	0	3,06	6,40
	3	4,2	2,9	0	2,76	3,36	2,32	0	2,21	5,62	5,62	0	6,75	1,67	2,42	0	3,06	7,15
	4	2,9	4,2	0	2,76	2,32	3,36	0	2,21	5,62	5,62	0	6,75	2,42	1,67	0	3,06	7,15
	5	4,2	4,2	0	2,76	3,36	3,36	0	2,21	5,62	5,62	0	6,75	1,67	1,67	0	3,06	6,40
	6	4,2	0	0	2,76	3,36	0	0	2,21	5,62	0	0	6,75	1,67	-	0	3,06	4,73
VII	1	0	4,2	2,76	2,76	0	3,36	2,48	2,21	0	5,62	6,75	6,75	-	1,67	2,72	3,06	7,45
	2	4,2	4,2	2,76	2,76	3,36	3,36	2,48	2,21	5,62	5,62	6,75	6,75	1,67	1,67	2,72	3,06	9,12
	3	4,2	2,9	2,76	2,76	3,36	2,32	2,48	2,21	5,62	5,62	6,75	6,75	1,67	2,42	2,72	3,06	9,87
	4	2,9	4,2	2,76	2,76	2,32	3,36	2,48	2,21	5,62	5,62	6,75	6,75	2,42	1,67	2,72	3,06	9,87
	5	4,2	4,2	2,76	2,76	3,36	3,36	2,48	2,21	5,62	5,62	6,75	6,75	1,67	1,67	2,72	3,06	9,12
	6	4,2	0	2,76	2,76	3,36	0	2,48	2,21	5,62	0	6,75	6,75	1,67	-	2,72	3,06	7,45
IV,V,VI	1	0	4,2	2,76	2,76	0	3,36	2,21	2,21	0	5,62	6,75	6,75	-	1,67	3,06	3,06	7,79
	2	4,2	4,2	2,76	2,76	3,36	3,36	2,21	2,21	5,62	5,62	6,75	6,75	1,67	1,67	3,06	3,06	9,46
	3	4,2	2,9	2,76	2,76	3,36	2,32	2,21	2,21	5,62	5,62	6,75	6,75	1,67	2,42	3,06	3,06	10,21
	4	2,9	4,2	2,76	2,76	2,32	3,36	2,21	2,21	5,62	5,62	6,75	6,75	2,42	1,67	3,06	3,06	10,21
	5	4,2	4,2	2,76	2,76	3,36	3,36	2,21	2,21	5,62	5,62	6,75	6,75	1,67	1,67	3,06	3,06	9,46
	6	4,2	0	2,76	2,76	3,36	0	2,21	2,21	5,62	0	6,75	6,75	1,67	-	3,06	3,06	7,79

Tableau.V.8 (suite)

Niveaux	Nœuds	(m)				(m)				$10^{-4} m^4$				$10^{-4} m^3$				D
		Lw	Le	hn	hs	L'w	L'e	h'n	h's	Iw	Ie	In	Is	Kw	Ke	Kn	Ks	
II,III	1	0	4,15	2,76	2,76	0	3,32	2,21	2,21	0	5,62	12,5	12,5	-	1,69	5,66	5,66	13,02
	2	4,15	4,15	2,76	2,76	3,32	3,32	2,21	2,21	5,62	5,62	12,5	12,5	1,69	1,69	5,66	5,66	14,71
	3	4,15	2,85	2,76	2,76	3,32	2,28	2,21	2,21	5,62	5,62	12,5	12,5	1,69	2,46	5,66	5,66	15,48
	4	2,85	4,15	2,76	2,76	2,28	3,32	2,21	2,21	5,62	5,62	12,5	12,5	2,46	1,69	5,66	5,66	15,48
	5	4,15	4,15	2,76	2,76	3,32	3,32	2,21	2,21	5,62	5,62	12,5	12,5	1,69	1,69	5,66	5,66	14,71
	6	4,15	0	2,76	2,76	3,32	0	2,21	2,21	5,62	0	12,5	12,5	1,69	-	5,66	5,66	13,02
I	1	0	4,15	2,76	3,78	0	3,32	2,21	3,02	0	5,62	12,5	12,5	-	1,69	5,66	4,13	11,49
	2	4,15	4,15	2,76	3,78	3,32	3,32	2,21	3,02	5,62	5,62	12,5	12,5	1,69	1,69	5,66	4,13	13,18
	3	4,15	2,85	2,76	3,78	3,32	2,28	2,21	3,02	5,62	5,62	12,5	12,5	1,69	2,46	5,66	4,13	13,95
	4	2,85	4,15	2,76	3,78	2,28	3,32	2,21	3,02	5,62	5,62	12,5	12,5	2,46	1,69	5,66	4,13	13,95
	5	4,15	4,15	2,76	3,78	3,32	3,32	2,21	3,02	5,62	5,62	12,5	12,5	1,69	1,69	5,66	4,13	13,18
	6	4,15	0	2,76	3,78	3,32	0	2,21	3,02	5,62	0	12,5	12,5	1,69	-	5,66	4,13	11,49

**Tableau.V.9 Moments aux nœuds du portique A-A sous G:**

Niveaux	Nœuds	KN/ml		KN.m					
		Gw	Ge	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms
VIII	1	0	5,67	-	7,53	0	4,87	0	4,87
	2	5,67	5,67	7,53	7,53	7,53	7,53	0	0
	3	5,67	3,77	7,53	2,39	6,33	4,13	0	-2,20
	4	3,77	5,67	2,39	7,53	4,13	6,33	0	2,20
	5	5,67	5,67	7,53	7,53	7,53	7,53	0	0
	6	5,67	0	7,53	-	4,87	0	0	-4,87
VII	1	0	5,48	-	7,28	0	5,64	2,66	2,99
	2	5,48	5,48	7,28	7,28	7,28	7,28	0	0
	3	5,48	3,69	7,28	2,34	6,44	3,55	-1,36	-1,53
	4	3,69	5,48	2,34	7,28	3,55	6,44	1,36	1,53
	5	5,48	5,48	7,28	7,28	7,28	7,28	0	0
	6	5,48	0	7,28	-	5,64	0	-2,66	-2,99
IV,V,VI,	1	0	5,48	-	7,28	0	5,72	2,86	2,86
	2	5,48	5,48	7,28	7,28	7,28	7,28	0	0
	3	5,48	3,69	7,28	2,34	6,47	3,51	-1,48	-1,48
	4	3,69	5,48	2,34	7,28	3,51	6,47	1,48	1,48
	5	5,48	5,48	7,28	7,28	7,28	7,28	0	0
	6	5,48	0	7,28	-	5,72	0	-2,86	-2,86
III,II	1	0	5,48	-	7,11	0	6,18	3,09	3,09
	2	5,48	5,48	7,11	7,11	7,11	7,11	0	0
	3	5,48	3,69	7,11	2,26	6,58	3,03	-1,77	-1,77
	4	3,69	5,48	2,26	7,11	3,03	6,58	1,77	1,77
	5	5,48	5,48	7,11	7,11	7,11	7,11	0	0
	6	5,48	0	7,11	-	6,18	0	-3,09	-3,09
I	1	0	5,48	-	7,11	0	6,06	3,50	2,56
	2	5,48	5,48	7,11	7,11	7,11	7,11	0	0
	3	5,48	3,69	7,11	2,26	6,52	3,11	-1,97	-1,44
	4	3,69	5,48	2,26	7,11	3,11	6,52	1,97	1,44
	5	5,48	5,48	7,11	7,11	7,11	7,11	0	0
	6	5,48	0	7,11	-	6,06	0	-3,50	-2,56

**Tableau.V.10 Moments en travées-Efforts tranchants du portique A-A sous G:**

Niveaux	Travées	m	KN/ml	KN.m		m	KN.m	KN	
		L	G	Mw	Me	x	Mt	Tw	Te
VIII	1*2	4,2	5,67	4,87	7,53	2,21	6,20	12,54	-11,27
	2*3	4,2	5,67	7,53	6,33	2,05	5,55	11,62	-12,19
	3*4	2,9	3,77	4,13	4,13	1,45	- 0,17	5,47	-5,47
	4*5	4,2	5,67	6,33	7,53	2,15	5,55	12,19	-11,62
	5*6	4,2	5,67	7,53	4,87	1,99	6,20	11,27	-12,54
VII	1*2	4,2	5,48	5,64	7,28	2,17	5,58	11,90	-11,12
	2*3	4,2	5,48	7,28	6,44	2,06	5,21	11,31	-11,71
	3*4	2,9	3,69	3,55	3,55	1,45	0,33	5,35	-5,35
	4*5	4,2	5,48	6,44	7,28	2,14	5,21	11,71	-11,31
	5*6	4,2	5,48	7,28	5,64	2,03	5,58	11,12	-11,90
IV, V, VI	1*2	4,2	5,48	5,72	7,28	2,17	5,55	11,88	-11,14
	2*3	4,2	5,48	7,28	6,47	2,06	5,20	11,32	-11,70
	3*4	2,9	3,69	3,51	3,51	1,45	0,37	5,35	-5,35
	4*5	4,2	5,48	6,47	7,28	2,14	5,20	11,70	-11,32
	5*6	4,2	5,48	7,28	5,72	2,03	5,55	11,14	-11,88
II, III	1*2	4,15	5,48	6,18	7,11	2,12	5,14	11,59	-11,15
	2*3	4,15	5,48	7,11	6,58	2,05	4,95	11,24	-11,50
	3*4	2,85	3,69	3,03	3,03	1,43	0,72	5,26	-5,26
	4*5	4,15	5,48	6,58	7,11	2,10	4,95	11,50	-11,24
	5*6	4,15	5,48	7,11	6,18	2,03	5,14	11,15	-11,59
I	1*2	4,15	5,48	6,06	7,11	2,12	5,20	11,62	-11,12
	2*3	4,15	5,48	7,11	6,52	2,05	4,98	11,23	-11,51
	3*4	2,85	3,69	3,11	3,11	1,43	0,63	5,26	-5,26
	4*5	4,15	5,48	6,52	7,11	2,10	4,98	11,51	-11,23
	5*6	4,15	5,48	7,11	6,06	2,03	5,20	11,12	-11,62

**Tableau.V.11 Efforts normaux du portique A-A sous G:**

Niveaux	Poteaux	KN				
		Poids	Tw	Te	N	Nc
VIII	1	0	0	12,54	12.54	12.54
	2	0	11,27	11,62	22.89	22.89
	3	0	-12,19	5,47	17.66	17.66
	4	0	-5,47	12,19	17.66	17.66
	5	0	-11,62	11,27	22.89	22.89
	6	0	-12,54	0	12.54	12.54
VII	1	6,885	0	11,90	11.90	24.44
	2	6,885	-11,12	11,31	22.43	45.32
	3	6,885	-11,71	5,35	17.06	34.72
	4	6,885	-5,35	11,71	17.06	34.72
	5	6,885	-11,31	11,12	22.43	45.32
	6	6,885	-11,90	0	11.90	24.44
VI	1	6,885	0	11,88	11.88	36.32
	2	6,885	-11,14	11,32	22.45	67.77
	3	6,885	-11,70	5,35	17.05	51.77
	4	6,885	-5,35	11,70	17.05	51.77
	5	6,885	-11,32	11,14	22.45	67.77
	6	6,885	-11,88	0	11.88	36.32
V	1	6,885	0	11,88	11.88	48.20
	2	6,885	-11,14	11,32	22.45	90.22
	3	6,885	-11,70	5,35	17.05	68.82
	4	6,885	-5,35	11,70	17.05	68.82
	5	6,885	-11,32	11,14	22.45	90.22
	6	6,885	-11,88	0	11.88	48.20
IV	1	6,885	0	11,88	11.88	60.08
	2	6,885	-11,14	11,32	22.45	112.67
	3	6,885	-11,70	5,35	17.05	85.87
	4	6,885	-5,35	11,70	17.05	85.87
	5	6,885	-11,32	11,14	22.45	112.67
	6	6,885	-11,88	0	11.88	60.08

Tableau.V.11 (suite) :

		KN				
Niveaux	Poteaux	Poids	Tw	Te	N	Nc
III	1	9,37	0	11,59	11.59	71.67
	2	9,37	-11,15	11,24	22.39	135.07
	3	9,37	-11,50	5,26	16.76	102.63
	4	9,37	-5,26	11,50	16.76	102.63
	5	9,37	-11,24	11,15	22.39	135.07
	6	9,37	-11,59	0	11.59	71.67
II	1	9,37	0	11,59	11.59	83.27
	2	9,37	-11,15	11,24	22.39	157.46
	3	9,37	-11,50	5,26	16.76	119.39
	4	9,37	-5,26	11,50	16.76	119.39
	5	9,37	-11,24	11,15	22.39	157.46
	6	9,37	-11,59	0	11.59	83.27
I	1	12,495	0	11,62	11.62	94.89
	2	12,495	-11,12	11,23	22.35	179.80
	3	12,495	-11,51	5,26	16.77	136.16
	4	12,495	-5,26	11,51	16.77	136.16
	5	12,495	-11,23	11,12	22.35	179.80
	6	12,495	-11,62	0	11.62	94.89

Tableau.V.12 Moments aux nœuds du portique A-A sous Q:

Niveaux	Nœuds	KN/ml		KN.m					
		Qw	Qe	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms
VIII	1	0	0,65	-	0,86	0	0,56	0	0,56
	2	0,65	0,65	0,86	0,86	0,86	0,86	0	0
	3	0,65	0,33	0,86	0,21	0,71	0,43	0	-0,28
	4	0,33	0,65	0,21	0,86	0,43	0,71	0	0,28
	5	0,65	0,65	0,86	0,86	0,86	0,86	0	0
	6	0,65	0	0,86	-	0,56	-	0	-0,56
VII	1	0	1,62	-	2,15	0	1,67	0,79	0,88
	2	1,62	1,62	2,15	2,15	2,15	2,15	0	0
	3	1,62	0,49	2,15	0,31	1,84	0,76	-0,51	-0,57
	4	0,49	1,62	0,31	2,15	0,76	1,84	0,51	0,57
	5	1,62	1,62	2,15	2,15	2,15	2,15	0	0
	6	1,62	0	2,15	-	1,67	-	-0,79	-0,88
IV,V,VI,	1	0	1,62	-	2,15	0	1,69	0,84	0,84
	2	1,62	1,62	2,15	2,15	2,15	2,15	0	0
	3	1,62	0,49	2,15	0,31	1,85	0,75	-0,55	-0,55
	4	0,49	1,62	0,31	2,15	0,75	1,85	0,55	0,55
	5	1,62	1,62	2,15	2,15	2,15	2,15	0	0
	6	1,62	0	2,15	-	1,69	-	-0,84	-0,84
III,II	1	0	1,62	-	2,10	0	1,83	0,91	0,91
	2	1,62	1,62	2,10	2,10	2,10	2,10	0	0
	3	1,62	0,49	2,10	0,30	1,90	0,59	-0,66	-0,66
	4	0,49	1,62	0,30	2,10	0,59	1,90	0,66	0,66
	5	1,62	1,62	2,10	2,10	2,10	2,10	0	0
	6	1,62	0	2,10	-	1,83	-	-0,91	-0,91
I	1	0	1,62	-	2,10	0	1,79	1,04	0,76
	2	1,62	1,62	2,10	2,10	2,10	2,10	0	0
	3	1,62	0,49	2,10	0,30	1,88	0,62	-0,73	-0,53
	4	0,49	1,62	0,30	2,10	0,62	1,88	0,73	0,53
	5	1,62	1,62	2,10	2,10	2,10	2,10	0	0
	6	1,62	0	2,10	-	1,79	-	-1,04	-0,76

**Tableau.V.13 Moments en travées-Efforts tranchants du portique A-A sous Q:**

Niveaux	Travées	m	KN/ml	KN.m		m	KN.m	KN	
		L	Q	Mw	Me	x	Mt	Tw	Te
VIII	1*2	4,2	0,65	0,56	0,86	2,21	0,71	1,44	-1,29
	2*3	4,2	0,65	0,86	0,71	2,04	0,64	1,33	-1,40
	3*4	2,9	0,33	0,43	0,43	1,45	-0,08	0,48	-0,48
	4*5	4,2	0,65	0,71	0,86	2,16	0,64	1,40	-1,33
	5*6	4,2	0,65	0,86	0,56	1,99	0,71	1,29	-1,44
VII	1*2	4,2	1,62	1,67	2,15	2,17	1,65	3,52	-3,29
	2*3	4,2	1,62	2,15	1,84	2,05	1,57	3,33	-3,48
	3*4	2,9	0,49	0,76	0,76	1,45	-0,25	0,71	-0,71
	4*5	4,2	1,62	1,84	2,15	2,15	1,57	3,48	-3,33
	5*6	4,2	1,62	2,15	1,67	2,03	1,65	3,29	-3,52
IV, V, VI	1*2	4,2	1,62	1,69	2,15	2,17	1,64	3,51	-3,29
	2*3	4,2	1,62	2,15	1,85	2,06	1,57	3,33	-3,47
	3*4	2,9	0,49	0,75	0,75	1,45	-0,23	0,71	-0,71
	4*5	4,2	1,62	1,85	2,15	2,14	1,57	3,47	-3,33
	5*6	4,2	1,62	2,15	1,69	2,03	1,64	3,29	-3,51
II, III	1*2	4,15	1,62	1,83	2,10	2,12	1,52	3,43	-3,30
	2*3	4,15	1,62	2,10	1,90	2,05	1,48	3,31	-3,41
	3*4	2,85	0,49	0,59	0,59	1,43	-0,09	0,70	-0,70
	4*5	4,15	1,62	1,90	2,10	2,10	1,48	3,41	-3,31
	5*6	4,15	1,62	2,10	1,83	2,03	1,52	3,30	-3,43
I	1*2	4,15	1,62	1,79	2,10	2,12	1,54	3,44	-3,29
	2*3	4,15	1,62	2,10	1,88	2,04	1,49	3,31	-3,41
	3*4	2,85	0,49	0,62	0,62	1,43	-0,12	0,70	-0,70
	4*5	4,15	1,62	1,88	2,10	2,11	1,49	3,41	-3,31
	5*6	4,15	1,62	2,10	1,79	2,03	1,54	3,29	-3,44

**Tableau.V.14 Efforts normaux du portique A-A sous Q:**

Niveaux	Poteaux	KN				
		Poids	Tw	Te	N	Nc
VIII	1	0	0	1,44	1.44	1.44
	2	0	-1,29	1,33	2.62	2.62
	3	0	-1,40	0,48	1.88	1.88
	4	0	-0,48	1,40	1.88	1.88
	5	0	-1,33	1,29	2.62	2.62
	6	0	-1,44	0	1.44	1.44
VII	1	6,885	0	3,52	3.52	4.95
	2	6,885	-3,29	3,33	6.61	9.24
	3	6,885	-3,48	0,71	4.19	6.07
	4	6,885	-0,71	3,48	4.19	6.07
	5	6,885	-3,33	3,29	6.61	9.24
	6	6,885	-3,52	0	3.52	4.95
VI	1	6,885	0	3,51	3.51	8.47
	2	6,885	-3,29	3,33	6.62	15.86
	3	6,885	-3,47	0,71	4.18	10.25
	4	6,885	-0,71	3,47	4.18	10.25
	5	6,885	-3,33	3,29	6.62	15.86
	6	6,885	-3,51	0	3.51	8.47
V	1	6,885	0	3,51	3.51	11.98
	2	6,885	-3,29	3,33	6.62	22.48
	3	6,885	-3,47	0,71	4.18	14.44
	4	6,885	-0,71	3,47	4.18	14.44
	5	6,885	-3,33	3,29	6.62	22.48
	6	6,885	-3,51	0	3.51	11.98
IV	1	6,885	0	3,51	3.51	15.49
	2	6,885	-3,29	3,33	6.62	29.10
	3	6,885	-3,47	0,71	4.18	18.62
	4	6,885	-0,71	3,47	4.18	18.62
	5	6,885	-3,33	3,29	6.62	29.10
	6	6,885	-3,51	0	3.51	15.49

Tableau.V.14 (suite) :

		KN				
Niveaux	Poteaux	Poids	Tw	Te	N	Nc
III	1	9,37	0	3,43	3.43	18.92
	2	9,37	-3,30	3,31	6.61	35.71
	3	9,37	-3,41	0,70	4.11	22.73
	4	9,37	-0,70	3,41	4.11	22.73
	5	9,37	-3,31	3,30	6.61	35.71
	6	9,37	-3,43	0	3.43	18.92
II	1	9,37	0	3,43	3.43	22.35
	2	9,37	-3,30	3,31	6.61	42.32
	3	9,37	-3,41	0,70	4.11	26.83
	4	9,37	-0,70	3,41	4.11	26.83
	5	9,37	-3,31	3,30	6.61	42.32
	6	9,37	-3,43	0	3.43	22.35
I	1	12,495	0	3,44	3.44	25.78
	2	12,495	-3,29	3,31	6.60	48.92
	3	12,495	-3,41	0,70	4.11	30.95
	4	12,495	-0,70	3,41	4.11	30.95
	5	12,495	-3,31	3,29	6.60	48.92
	6	12,495	-3,44	0	3.44	25.78

### V.9 - Calcul de refends sous chargement vertical:

#### a) Détermination des charges et surcharges verticales reprises par les voiles:

Les sollicitations verticales sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation. Elles sont uniformément réparties sur toute la longueur des voiles. Leurs intensités sont en fonction de la surface de planchers qui leur revient.

- **Calcul du poids propre des voiles:**

Sens longitudinal : **Tableau.V.15**

NIV	VOILES	H(m)	L(m)	ep(m)	POIDS(KN)
7à1	VL1	3,06	2,6	0,2	39,78
	VL2	3,06	2,8	0,2	42,84
	VL3	3,06	2,6	0,2	39,78
	VL4	3,06	2,6	0,2	39,78
	VL5	3,06	2,6	0,2	39,78
	VL6	3,06	2,6	0,2	39,78
	VL7	3,06	2,6	0,2	39,78
RDC	VL1	4,08	2,6	0,2	53,04
	VL2	4,08	2,8	0,2	57,12
	VL3	4,08	2,6	0,2	53,04
	VL4	4,08	2,6	0,2	53,04
	VL5	4,08	2,6	0,2	53,04
	VL6	4,08	2,6	0,2	53,04
	VL7	4,08	2,6	0,2	53,04

Sens transversal: **Tableau.V.16**

NIV	VOILES	H(m)	L(m)	ep(m)	POIDS(KN)
7à1	VT1	3,06	4,1	0,2	62,73
	VT2	3,06	4,1	0,2	62,73
	VT3	3,06	2,9	0,2	44,37
	VT4	3,06	2,9	0,2	44,37
	VT5	3,06	3,4	0,2	52,02
	VT6	3,06	3,4	0,2	52,02
RDC	VT1	4,08	4,1	0,2	83,64
	VT2	4,08	4,1	0,2	83,64
	VT3	4,08	2,9	0,2	59,16
	VT4	4,08	2,9	0,2	59,16
	VT5	4,08	3,4	0,2	69,36
	VT6	4,08	3,4	0,2	69,36

- **Calcul du poid de l'acrotère revenant:**

Sur les voiles VT<sub>1</sub>,VT<sub>2</sub> : =1,675x4,1 = 6,87 KN

Sur les voiles VT<sub>5</sub>,VT<sub>6</sub> : =1,675x3,4 = 5,68 KN

- **Poids des planchers:**

Plancher terrasse: 5,83 KN/m<sup>2</sup>

Plancher étage courant: 5,56 KN/m<sup>2</sup>

**Les surfaces des planchers revenant a chaque voiles en m<sup>2</sup> : Tableau.V.17**

Voiles longitudinaux						
VL1	VL2	VL3	VL4	VL5	VL6	VL7
1,69	0,91	1,69	1,69	1,69	1,69	1,69

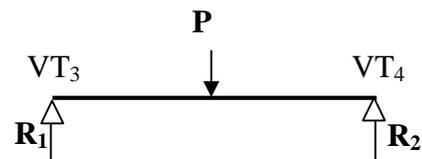
**Les surfaces des planchers revenant a chaque voiles en m<sup>2</sup> : Tableau.V.18**

Voiles transversaux					
VT1	VT2	VT3	VT4	VT5	VT6
9,23	9,23	6,53	6,53	7,65	7,65

- **Distribution des charges de la dalle supportant le système de levage:**

Sachant que la charge concentrée  $P=9t$  est appliquée au centre du panneau de dalle et en supposant que celui-ci est constitué d'une infinité de poutres parallèles au petit coté, cette charge  $P$  se transmettra entre les voiles  $VT_3$  et  $VT_4$ .

$$R_1 = R_2 = 90/2 = 45 \text{ KN.}$$



- **Distribution des charges provenant de la dalle supportant le système de levage:**

**Voiles VT<sub>3</sub> et VT<sub>4</sub> :**

La surface revenant aux voiles est de:  $S = 1,4 \times 1,9 = 2,66 \text{ m}^2$

$$G = 25 \times 0,15 \times 2,66 = 9,97 \text{ KN.}$$

- **Les charges d'exploitations :**

Plancher terrasse:  $1 \text{ KN/m}^2$

Plancher etage courant:  $1,5 \text{ KN/m}^2$

- **Degression de charges d'exploitations:**

Dans notre cas la charge d'exploitation es t la même pour tout les etages, elle sera donc reduite de 10% par etage jusqu'a 50% ou cette valeur sera conservee pour les etages inferieurs suivant.

- **Determination des charges et surcharges reprises par les voiles:**

**Tableau.V.19 :**

niveau	sens longitudinal									
	voiles	S plancher	G pl (kn/m <sup>2</sup> )	G (KN)	G voile(KN)	G total	Gc (KN)	Q pl (kn/m <sup>2</sup> )	Q (KN)	Qc (KN)
7	VL1	1,69	5,83	9,85	39,78	49,63	49,63	1	1,69	1,69
	VL2	0,91	5,83	5,31	42,84	48,15	48,15	1	0,91	0,91
	VL3	1,69	5,83	9,85	39,78	49,63	49,63	1	1,69	1,69
	VL4	1,69	5,83	9,85	39,78	49,63	49,63	1	1,69	1,69
	VL5	1,69	5,83	9,85	39,78	49,63	49,63	1	1,69	1,69
	VL6	1,69	5,83	9,85	39,78	49,63	49,63	1	1,69	1,69
	VL7	1,69	5,83	9,85	39,78	49,63	49,63	1	1,69	1,69
6	VL1	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	98,81	1,5	2,54	4,23
	VL2	0,91	5,56	5,06	42,84	47,90	96,04	1,5	1,37	2,28
	VL3	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	98,81	1,5	2,54	4,23
	VL4	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	98,81	1,5	2,54	4,23
	VL5	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	98,81	1,5	2,54	4,23
	VL6	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	98,81	1,5	2,54	4,23
	VL7	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	98,81	1,5	2,54	4,23
5	VL1	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	147,99	1,35	2,28	6,51
	VL2	0,91	5,56	5,06	42,84	47,90	143,94	1,35	1,23	3,50
	VL3	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	147,99	1,35	2,28	6,51
	VL4	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	147,99	1,35	2,28	6,51
	VL5	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	147,99	1,35	2,28	6,51
	VL6	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	147,99	1,35	2,28	6,51
	VL7	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	147,99	1,35	2,28	6,51
4	VL1	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	197,16	1,2	2,03	8,53
	VL2	0,91	5,56	5,06	42,84	47,90	191,84	1,2	1,09	4,60
	VL3	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	197,16	1,2	2,03	8,53
	VL4	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	197,16	1,2	2,03	8,53
	VL5	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	197,16	1,2	2,03	8,53
	VL6	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	197,16	1,2	2,03	8,53
	VL7	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	197,16	1,2	2,03	8,53
3	VL1	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	246,34	1,05	1,77	10,31
	VL2	0,91	5,56	5,06	42,84	47,90	239,74	1,05	0,96	5,55
	VL3	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	246,34	1,05	1,77	10,31
	VL4	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	246,34	1,05	1,77	10,31
	VL5	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	246,34	1,05	1,77	10,31
	VL6	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	246,34	1,05	1,77	10,31
	VL7	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	246,34	1,05	1,77	10,31

**Tableau.V.19 (suite) :**

niveau	voiles	S plancher	G pl (kn/m <sup>2</sup> )	G (KN)	G voile(KN)	G total	Gc (KN)	Q pl (kn/m2)	Q (KN)	Qc (KN)
2	VL1	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	295,51	0,75	1,27	11,58
	VL2	0,91	5,56	5,06	42,84	47,90	287,64	0,75	0,68	6,23
	VL3	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	295,51	0,75	1,27	11,58
	VL4	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	295,51	0,75	1,27	11,58
	VL5	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	295,51	0,75	1,27	11,58
	VL6	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	295,51	0,75	1,27	11,58
	VL7	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	295,51	0,75	1,27	11,58
1	VL1	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	344,69	0,75	1,27	12,84
	VL2	0,91	5,56	5,06	42,84	47,90	335,54	0,75	0,68	6,92
	VL3	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	344,69	0,75	1,27	12,84
	VL4	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	344,69	0,75	1,27	12,84
	VL5	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	344,69	0,75	1,27	12,84
	VL6	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	344,69	0,75	1,27	12,84
	VL7	1,69	5,56	9,40	39,78	49,18	344,69	0,75	1,27	12,84
RDC	VL1	1,69	5,56	9,40	53,04	62,44	407,13	0,75	1,27	14,11
	VL2	0,91	5,56	5,06	57,12	62,18	397,72	0,75	0,68	7,60
	VL3	1,69	5,56	9,40	53,04	62,44	407,13	0,75	1,27	14,11
	VL4	1,69	5,56	9,40	53,04	62,44	407,13	0,75	1,27	14,11
	VL5	1,69	5,56	9,40	53,04	62,44	407,13	0,75	1,27	14,11
	VL6	1,69	5,56	9,40	53,04	62,44	407,13	0,75	1,27	14,11
	VL7	1,69	5,56	9,40	53,04	62,44	407,13	0,75	1,27	14,11

Tableau.V.20 :

niveau	sens transversal									
	voiles	S plancher	G pl (kn/m <sup>2</sup> )	G (KN)	G voile(KN)	G total	Gc (KN)	Q pl (kn/m2)	Q (KN)	Qc (KN)
7	VT1	9,23	5,83	53,81	62,73	116,54	123,42	1	9,23	1,69
	VT2	9,23	5,83	53,81	62,73	116,54	123,42	1	9,23	2,96
	VT3	6,53	5,83	38,07	44,37	82,44	137,41	1	6,53	1,69
	VT4	6,53	5,83	38,07	44,37	82,44	137,41	1	6,53	1,69
	VT5	7,65	5,83	44,60	52,02	96,62	102,30	1	7,65	1,69
	VT6	7,65	5,83	44,60	52,02	96,62	102,30	1	7,65	1,69
6	VT1	9,23	5,56	51,32	62,73	114,05	237,47	1,5	13,85	15,54
	VT2	9,23	5,56	51,32	62,73	114,05	237,47	1,5	13,85	16,81
	VT3	6,53	5,56	36,31	44,37	80,68	218,09	1,5	9,80	11,49
	VT4	6,53	5,56	36,31	44,37	80,68	218,09	1,5	9,80	11,49
	VT5	7,65	5,56	42,53	52,02	94,55	196,85	1,5	11,48	13,17
	VT6	7,65	5,56	42,53	52,02	94,55	196,85	1,5	11,48	13,17
5	VT1	9,23	5,56	51,32	62,73	114,05	351,52	1,35	12,46	28,00
	VT2	9,23	5,56	51,32	62,73	114,05	351,52	1,35	12,46	29,27
	VT3	6,53	5,56	36,31	44,37	80,68	298,76	1,35	8,82	20,30
	VT4	6,53	5,56	36,31	44,37	80,68	298,76	1,35	8,82	20,30
	VT5	7,65	5,56	42,53	52,02	94,55	291,41	1,35	10,33	23,49
	VT6	7,65	5,56	42,53	52,02	94,55	291,41	1,35	10,33	23,49
4	VT1	9,23	5,56	51,32	62,73	114,05	465,57	1,2	11,08	39,07
	VT2	9,23	5,56	51,32	62,73	114,05	465,57	1,2	11,08	40,34
	VT3	6,53	5,56	36,31	44,37	80,68	379,44	1,2	7,84	28,14
	VT4	6,53	5,56	36,31	44,37	80,68	379,44	1,2	7,84	28,14
	VT5	7,65	5,56	42,53	52,02	94,55	385,96	1,2	9,18	32,67
	VT6	7,65	5,56	42,53	52,02	94,55	385,96	1,2	9,18	32,67
3	VT1	9,23	5,56	51,32	62,73	114,05	579,62	1,05	9,69	48,76
	VT2	9,23	5,56	51,32	62,73	114,05	579,62	1,05	9,69	50,03
	VT3	6,53	5,56	36,31	44,37	80,68	460,12	1,05	6,86	34,99
	VT4	6,53	5,56	36,31	44,37	80,68	460,12	1,05	6,86	34,99
	VT5	7,65	5,56	42,53	52,02	94,55	480,52	1,05	8,03	40,71
	VT6	7,65	5,56	42,53	52,02	94,55	480,52	1,05	8,03	40,71
2	VT1	9,23	5,56	51,32	62,73	114,05	693,66	0,75	6,92	55,69
	VT2	9,23	5,56	51,32	62,73	114,05	693,66	0,75	6,92	56,96
	VT3	6,53	5,56	36,31	44,37	80,68	540,79	0,75	4,90	39,89
	VT4	6,53	5,56	36,31	44,37	80,68	540,79	0,75	4,90	39,89
	VT5	7,65	5,56	42,53	52,02	94,55	575,07	0,75	5,74	46,44
	VT6	7,65	5,56	42,53	52,02	94,55	575,07	0,75	5,74	46,44

Tableau.V.20(suite) :

		sens transversal								
niveau	voiles	S plancher	G pl (kn/m <sup>2</sup> )	G (KN)	G voile(KN)	G total	Gc (KN)	Q pl (kn/m2)	Q (KN)	Qc (KN)
1	VT1	9,23	5,56	51,32	62,73	114,05	807,71	0,75	6,92	62,61
	VT2	9,23	5,56	51,32	62,73	114,05	807,71	0,75	6,92	63,88
	VT3	6,53	5,56	36,31	44,37	80,68	621,47	0,75	4,90	44,79
	VT4	6,53	5,56	36,31	44,37	80,68	621,47	0,75	4,90	44,79
	VT5	7,65	5,56	42,53	52,02	94,55	669,62	0,75	5,74	52,18
	VT6	7,65	5,56	42,53	52,02	94,55	669,62	0,75	5,74	52,18
RDC	VT1	9,23	5,56	51,32	83,64	134,96	942,67	0,75	6,92	69,53
	VT2	9,23	5,56	51,32	83,64	134,96	942,67	0,75	6,92	70,80
	VT3	6,53	5,56	36,31	59,16	95,47	716,94	0,75	4,90	49,69
	VT4	6,53	5,56	36,31	59,16	95,47	716,94	0,75	4,90	49,69
	VT5	7,65	5,56	42,53	69,36	111,89	781,52	0,75	5,74	57,92
	VT6	7,65	5,56	42,53	69,36	111,89	781,52	0,75	5,74	57,92

## VI.1 - Introduction:

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale des contraintes accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre. En fonction de leur intensité, ils peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires dans la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

## VI .2 - Choix de la méthode de calcul:

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA prévoit d'utiliser soit la méthode statique équivalente, soit la méthode dynamique.

- **La méthode statique équivalente (MSE)** : consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de force statique fictive, dont les effets sont considérés équivalents à celle de l'action sismique.
- **La méthode d'analyse dynamique** : cette méthode est réservée pour un personnel qualifié ayant justifié auparavant les choix de calcul de séisme et les lois de comportement utiliser ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.
- **La méthode d'analyse spectrale modale** : elle peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode équivalente n'est pas applicable.

## VI.3 - Méthode statique équivalente (MSE) :

- a) Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs de système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

### 1-condition d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions de l'article (4.1.2) du RPA vérifiées ; ces conditions, sont :

- a) Le bâtiment étudié doit satisfaire les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone IIa.
- b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les autres conditions de la hauteur annoncée en (a).

1-La hauteur de notre bâtiment est de 26,1 en zone IIa condition vérifiée.

## 2-Régularité en plan :

Un bâtiment est classé régulier en plan si :

2. a- le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la direction des rigidités que celle des masses  
condition vérifiée

2. b- condition de l'excentricité :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la direction de l'action sismique considérée

Sens longitudinal :

15%  $L_x = 0,15 * 21,6 = 3,24m > e_x = 1,08m$  condition vérifiée.

Sens transversal :

15%  $L_y = 0,15 * 13,50 = 2,03m > e_y = 1,08m$  condition vérifiée.

2.c- la forme de bâtiment doit être compacte avec rapport longueur /largeur  $\leq 4$ .  
 $21,6/13,5 = 1,6 \leq 4$  condition vérifiée.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes de bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction :

Sens longitudinal :  $\frac{l_1+l_2}{L_x} = \frac{0+0}{21,6} = 0 < 0,25$  condition vérifiée.

Sens transversal :  $\frac{l_1+l_2}{L_y} = \frac{0+0}{13,5} = 0 < 0,25$  condition vérifiée.

2 .d- la surface des ouvertures du plancher doit être  $< 15\%$  de la surface totale du plancher.  
Donc : la somme des surfaces des ouvertures = surface des escaliers + la surface de la cage d'ascenseur.

$S = 5,32 + 9,73 = 15,05m^2 < 0,15 * 21,6 * 13,5 = 43,74 m^2$  condition vérifiée.

D'où le bâtiment est classé régulier en plan.

## 3-Régularité en élévation :

3.a- la raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement condition vérifiée.

3. b- le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont les charges ne se transmettent pas directement aux fondations  
Condition vérifiée.

3. c- dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Pour notre cas le bâtiment ne présente pas de décrochement Condition vérifiée.

D'où le bâtiment est classé régulier en élévation.

**Conclusion :** les conditions de RPA sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode statique équivalente.

## 2-Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone

**R** : Coefficient de comportement global de la structure.

**Q** : facteur de qualité.

**W** : poids total de la structure.

**D** : Facteur d'amplification moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3,0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

- **T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 dans RPA

la nature du sol : ferme (site 2)  $T_2 = 0,4 s$

- **$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissage.

Quant  $\xi = 7 \%$ , on a  $\eta = 0,88$

$$T = \min \left( \frac{0,09 h_N}{\sqrt{d}}, C_T (h_N)^{3/4} \right)$$

$d$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul considérée

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$h_N = 25,5 m$

- **C<sub>T</sub>** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6 RPA99v03)  $C_T = 0,050$

Sens longitudinal :

$$d = 21,6\text{m} \quad T = \min(0,49, 0,57) = 0,49 \text{ s}$$

$$0,4\text{s} \leq T \leq 3,0\text{s}$$

$$D = 2,5 \eta \left( T_2/T \right)^{\frac{2}{3}} = 1,92$$

Sens transversal :

$$d = 13,5 \text{ m} \quad T = \min(0,62, 0,57) = 0,57 \text{ s}$$

$$0,4\text{s} \leq T \leq 3,0\text{s}$$

$$D = 2,5 \eta \left( T_2/T \right)^{\frac{2}{3}} = 1,74$$

2- **R** : Coefficient de comportement global de la structure est donnée par le tableau (4.3.RPA99v03).  $R = 4$

3- **Q** : facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  (4-4)

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " est satisfait ou non".  
Sa valeur est donnée au tableau 4.4

Critère Q	Observé (Oui/Non)	$P_q$
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

$$\Rightarrow Q = 1 + 0,05 = 1,05.$$

4- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment,

{ Groupe d'usage 2  
Zone IIa }  $A = 0,15$

**5-W** : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{G I} + W_{Q I} \quad (4-5)$$

- $W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : charges d'exploitation
- $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

$\beta$  : Coefficient de pondération qui vaut dans notre cas 0,2

Tableau.VI.1 :

NIV	POIDS								Wi=G+0,2Q
	PLANCHERS	POUTRES	POTEAUX	MURS EXT	VOILES	ESCALIERS	G	Q	
7	1745,96	362,15	165	681,19	599,76	73,15	3627,21	436,5	3714,51
6	1532,5	362,15	165	681,19	599,76	73,15	3413,75	436,5	3501,05
5	1532,5	362,15	165	681,19	599,76	73,15	3413,75	436,5	3501,05
4	1532,5	362,15	165	681,19	599,76	73,15	3413,75	436,5	3501,05
3	1532,5	362,15	165	681,19	599,76	73,15	3413,75	436,5	3501,05
2	1532,5	362,15	299,4	681,19	599,76	73,15	3548,15	436,5	3635,45
1	1532,5	362,15	299,4	681,19	599,76	73,15	3548,15	436,5	3635,45
RDC	1336,8	362,15	299,4	920	799,68	106,93	3824,96	309,93	3886,946
									28876,556

$$W = \sum W_i = 28876,556 \text{ KN}$$

Donc les forces sismiques totales sont :

$$\text{Suivant x-x : } V = \frac{A.D.Q}{R} \quad W = 2183,07 \text{ KN}$$

$$\text{Suivant y-y : } V = \frac{A.D.Q}{R} \quad W = 1978,41 \text{ KN}$$

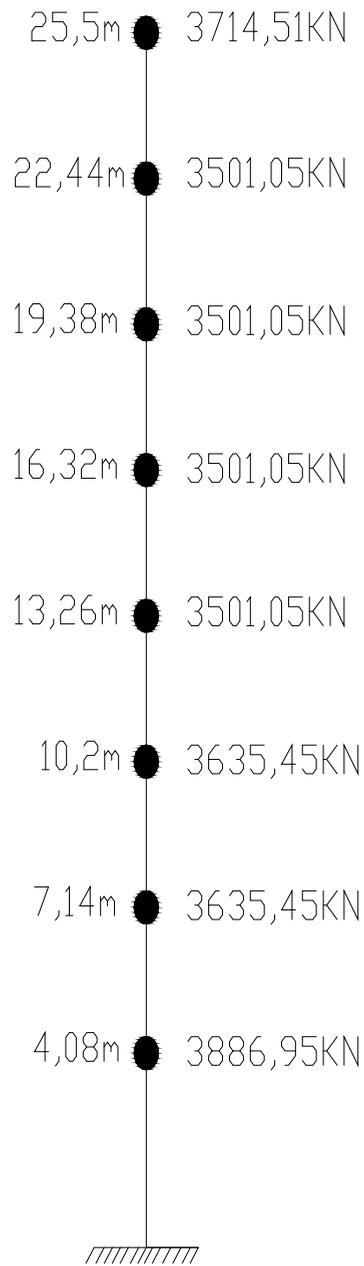


Fig VI.1 : Les masses revenantes aux différents niveaux :

#### VI .4- La distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismique à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

On a  $T = 0,7$  s dans les deux sens  $F_t = 0$

$$\text{Donc } V = \sum_{i=1}^n F_i$$

$F_i$  : est l'effort horizontal revenant au niveau  $i$ .

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

Avec :

$h_i$  : niveau de plancher où s'exerce la force  $F_i$ .

$h_j$  : niveau de plancher quelconque.

$W_i, W_j$  : poids revenant aux planchers  $i, j$ .

Tableau.VI.2 :

NIV	(Vx-Ft)	(Vy-Ft)	Wi(KN)	hi(m)	Wj*hj	sens longitudinal	sens transversal
						Fix(KN)	Fiy(KN)
7	2183,07	1978,41	3714,51	25,5	94 720,01	480,06	435,05
6	2183,07	1978,41	3501,05	22,44	78 563,56	398,17	360,85
5	2183,07	1978,41	3501,05	19,38	67 850,35	343,88	311,64
4	2183,07	1978,41	3501,05	16,32	57 137,14	289,58	262,43
3	2183,07	1978,41	3501,05	13,26	46 423,92	235,28	213,23
2	2183,07	1978,41	3635,45	10,2	37 081,59	187,94	170,32
1	2183,07	1978,41	3635,45	7,14	25 957,11	131,56	119,22
RDC	2183,07	1978,41	3886,946	4,08	15 858,74	80,37	72,84
						423 592,42	

## VI.5– Efforts tranchants et moments fléchissant par niveau :

### - Effort tranchant :

$$T_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Avec :  $T_k$  : effort tranchant au niveau de l'étage k.

### - Moment fléchissant :

$$M_k = (T_{k+1} \times h_e) + M_{k+1}$$

Avec :  $M_k$  : Moment fléchissant au niveau de l'étage k.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

Tableau.VI.3 :

Niv	he(m)	sens longitudinal			sens transversal		
		$F_{ix}$ (KN)	$T_k$ (KN)	$M_k$ (KN.m)	$F_{iy}$ (KN)	$T_k$ (KN)	$M_k$ (KN.m)
7	3,06	480,06	480,06	0	435,05	435,05	0
6	3,06	398,17	878,23	1 468,98	360,85	795,90	1 331,26
5	3,06	343,88	1 222,11	4 156,37	311,64	1 107,54	3 766,71
4	3,06	289,58	1 511,69	7 896,02	262,43	1 369,97	7 155,78
3	3,06	235,28	1 746,98	12 521,80	213,23	1 583,20	11 347,89
2	3,06	187,94	1 934,91	17 867,54	170,32	1 753,52	16 192,48
1	3,06	131,56	2 066,47	23 788,37	119,22	1 872,74	21 558,24
RDC	4,08	80,37	2 146,84	32 219,56	72,84	1 945,58	29 199,01

## VI.6 – Répartition des forces sismiques dans les voiles et les portiques :

Le pourcentage des forces sismiques qui sera repris par les voiles et les portiques dans les deux sens est donné par la formule suivante :

$$F_j = K_F \times P$$

Avec :

$K_F$  : Force sismique du niveau k.

$P$  : Pourcentage de l'inertie.

Sens longitudinal : Tableau.VI.4 :

Niv	he(m)	F <sub>ix</sub> (KN)	Voiles(83,07%)				Portiques(16,93%)			
			P(%)	F <sub>j</sub>	T <sub>k</sub> (KN)	M <sub>k</sub> (KN.m)	P(%)	F <sub>j</sub>	T <sub>k</sub> (KN)	M <sub>k</sub> (KN.m)
7	3,06	480,06	83,07	398,78	398,78	0	16,93	81,27	81,27	0
6	3,06	398,17	83,07	330,76	729,55	1 220,28	16,93	67,41	148,68	248,70
5	3,06	343,88	83,07	285,66	1 015,21	3 452,69	16,93	58,22	206,90	703,67
4	3,06	289,58	83,07	240,56	1 255,76	6 559,23	16,93	49,03	255,93	1 336,80
3	3,06	235,28	83,07	195,45	1 451,21	10 401,86	16,93	39,83	295,76	2 119,94
2	3,06	187,94	83,07	156,12	1 607,33	14 842,57	16,93	31,82	327,58	3 024,97
1	3,06	131,56	83,07	109,28	1 716,61	19 761,00	16,93	22,27	349,85	4 027,37
RDC	4,08	80,37	83,07	66,77	1 783,38	26 764,79	16,93	13,61	363,46	5 454,77

Sens transversal : Tableau. VI.5 :

Niv	he(m)	F <sub>iy</sub> (KN)	Voiles(85,16%)				Portiques(14,84%)			
			P(%)	F <sub>j</sub>	T <sub>k</sub> (KN)	M <sub>k</sub> (KN.m)	P(%)	F <sub>j</sub>	T <sub>k</sub> (KN)	M <sub>k</sub> (KN.m)
7	3,06	435,05	85,16	370,49	370,49	0	14,84	64,56	64,56	0
6	3,06	360,85	85,16	307,30	677,79	1 133,70	14,84	53,55	118,11	197,56
5	3,06	311,64	85,16	265,39	943,18	3 207,73	14,84	46,25	164,36	558,98
4	3,06	262,43	85,16	223,49	1 166,67	6 093,86	14,84	38,95	203,30	1 061,92
3	3,06	213,23	85,16	181,58	1 348,25	9 663,87	14,84	31,64	234,95	1 684,03
2	3,06	170,32	85,16	145,04	1 493,29	13 789,52	14,84	25,28	260,22	2 402,96
1	3,06	119,22	85,16	101,53	1 594,82	18 359,00	14,84	17,69	277,91	3 199,24
RDC	4,08	72,84	85,16	62,03	1 656,85	24 865,88	14,84	10,81	288,72	4 333,13

### VI.7 – Calcul de déplacements relatifs (art 4.4.3 RPA99/03) :

Le déplacement horizontal a chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta_k$  : Déplacements dû aux forces sismiques F<sub>i</sub> (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tel que : 
$$\delta_{ek} = \frac{T_k}{\sum R_j}$$

Avec : T<sub>k</sub> : Effort tranchant.

$\sum R_j$  : Rigidité de niveau.

D'après le (RPA99/03 art 5.10), ces déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Sens longitudinal : Tableau. VI.6 :

Niv	F <sub>ix</sub> (KN)	T <sub>k</sub> (KN)	R <sub>jx</sub> (KN/m)	δ <sub>ek</sub> (cm)	δ <sub>k</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub> (cm)	Δ=0,01xhe(cm)
7	480,06	480,06	28470344,22	0,00169	0,0067	0,0056	3,06
6	398,17	878,23	28470344,22	0,00308	0,0123	0,0048	3,06
5	343,88	1 222,11	28470344,22	0,00429	0,0172	0,0041	3,06
4	289,58	1 511,69	28470344,22	0,00531	0,0212	0,0033	3,06
3	235,28	1 746,98	28470344,22	0,00614	0,0245	0,0026	3,06
2	187,94	1 934,91	28478750,22	0,00679	0,0272	0,0018	3,06
1	131,56	2 066,47	28478750,22	0,00726	0,0290	0,0423	3,06
RDC	80,37	2 146,84	12039524,98	0,01783	0,0713	0,0713	4,08

On voit que le déplacement relatif de niveau suivant  $(x-x) \leq 1\%$  de la hauteur de l'étage.

Sens transversal : Tableau.VI.7 :

Niv	F <sub>iy</sub> (KN)	T <sub>k</sub> (KN)	R <sub>jx</sub> (KN/m)	δ <sub>ek</sub> (cm)	δ <sub>k</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub> (cm)	Δ=0,01xhe(cm)
7	435,05	435,05	296652541	0,00015	0,0006	0,00049	3,06
6	360,85	795,90	296652541	0,00027	0,0011	0,00042	3,06
5	311,64	1 107,54	296652541	0,00037	0,0015	0,00035	3,06
4	262,43	1 369,97	296652541	0,00046	0,0018	0,00029	3,06
3	213,23	1 583,20	296652541	0,00053	0,0021	0,00023	3,06
2	170,32	1 753,52	296540323	0,00059	0,0024	0,00016	3,06
1	119,22	1 872,74	296540323	0,00063	0,0025	0,00067	3,06
RDC	72,84	1 945,58	418220782	0,00047	0,0019	0,00186	4,08

On voit que le déplacement relatif de niveau suivant  $(x-x) \leq 1\%$  de la hauteur de l'étage.

**Conclusion :** dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA99/03 qui sont égales à 1% de la hauteur d'étage.

## VI.8 – Distribution des sollicitations horizontales aux refends:

### Exposé de la méthode du centre de torsion:

Cette méthode est exposée dans le livre de Marius DIVER intitulé «Calcul pratique des tours en béton armé».

La résultante des efforts extérieurs se décompose en deux efforts:

- Un effort engendrant une translation du voile subit suivant la direction de cet effort.
- Un effort engendrant une rotation du voile autour du centre de torsion.

#### a) Effet de translation:

L'effort horizontal sera distribué comme suit:

$$\text{-Sens longitudinal:} \quad H'_x = E_{kv} \frac{I_{ey}^i}{\sum I_{ey}^i}$$

$$\text{-Sens transversal:} \quad H'_y = E_{kv} \frac{I_{ex}^i}{\sum I_{ex}^i}$$

#### b) Effet de rotation:

L'effet de rotation est dû à l'excentricité:

$$\text{-Sens longitudinal:} \quad H''_x = E_{kv} \frac{I_{ey}^i \cdot e_y \cdot y_i}{J}$$

$$\text{-Sens transversal:} \quad H''_y = E_{kv} \frac{I_{ex}^i \cdot e_x \cdot x_i}{J}$$

$I_e^i$  : Inertie équivalente du refend (i) dans le sens considéré.

$e_x, e_y$  : Excentricités retenues dans le chapitre précédent.

$x_i, y_i$  : Coordonnées de l'axe du refend (i) par rapport au centre de torsion.

$E_{kv}$  : Force sismique par niveau dans les refends.

$$J = J_x + J_y = I_{ex}^i y_i^2 + I_{ey}^i x_i^2.$$

#### c) Superposition des efforts:

$$\text{-Sens longitudinal:} \quad H_x = H'_x + H''_x = E_{kv} \frac{I_{ey}^i}{\sum I_{ey}^i} + E_{kv} \frac{I_{ey}^i \cdot e_y \cdot y_i}{J}$$

$$\text{-Sens transversal:} \quad H_y = H'_y + H''_y = E_{kv} \frac{I_{ex}^i}{\sum I_{ex}^i} + E_{kv} \frac{I_{ex}^i \cdot e_x \cdot x_i}{J}$$

### .Refends pleins:

#### A) détermination des efforts tranchants:

$$T_{ik} = T_{i(k+1)} + H_{ik}$$

$T_{ik}$  : Effort tranchant du niveau (k) dans le refend (i) dans le sens considéré.

#### B) détermination des moments fléchissant:

$$M_{ik} = M_{i(k+1)} + T_{i(k+1)} \cdot h_e$$

$M_{ik}$  : Moment fléchissant du niveau (k) dans le refend (i) dans le sens considéré.

Tous les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après:

Tableau.VI.8 : Efforts horizontaux ( $H_x$ ) et efforts tranchants ( $T_x$ ) dans le sens X-X en [KN] :

Niveaux	Voiles	$E_{k_{vx}}$	$I_{ey}$	J	$I_{ey}$	$e_y$	$y_i$	$H_x$	$T_x$
VII	V1	480,06	2,11	430,4	0,29	1,08	-1,2	65,56	65,56
	V2	480,06	2,11	437,09	0,37	1,08	-1,2	83,65	83,65
	V3	480,06	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	65,57	65,57
	V4	480,06	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	67,22	67,22
	V5	480,06	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	67,22	67,22
	V6	480,06	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	67,22	67,22
	V7	480,06	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	67,22	67,22
VI	V1	398,17	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	54,38	119,94
	V2	398,17	2,11	437,09	0,37	1,08	-1,2	69,38	153,04
	V3	398,17	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	54,38	119,95
	V4	398,17	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	55,75	122,97
	V5	398,17	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	55,75	122,97
	V6	398,17	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	55,75	122,97
	V7	398,17	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	55,75	122,97
V	V1	343,88	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	46,97	166,91
	V2	343,88	2,11	437,09	0,37	1,08	-1,2	59,92	212,96
	V3	343,88	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	46,97	166,92
	V4	343,88	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	48,15	171,12
	V5	343,88	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	48,15	171,12
	V6	343,88	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	48,15	171,12
	V7	343,88	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	48,15	171,12
IV	V1	289,58	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	39,55	206,46
	V2	289,58	2,11	437,09	0,37	1,08	-1,2	50,46	263,42
	V3	289,58	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	39,55	206,47
	V4	289,58	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	40,55	211,67
	V5	289,58	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	40,55	211,67
	V6	289,58	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	40,55	211,67
	V7	289,58	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	40,55	211,67
III	V1	235,28	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	32,13	238,60
	V2	235,28	2,11	437,09	0,37	1,08	-1,2	41,00	304,42
	V3	235,28	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	32,13	238,60
	V4	235,28	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	32,94	244,61
	V5	235,28	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	32,94	244,61
	V6	235,28	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	32,94	244,61
	V7	235,28	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	32,94	244,61

Efforts horizontaux ( $H_x$ ) et efforts tranchants ( $T_x$ ) dans le sens X-X en [KN] (suite):

Niveaux	Voiles	$E_{kvx}$	$I_{ey}$	J	$I_{ey}$	$e_y$	$y_i$	$H_x$	$T_x$
<b>II</b>	<b>V1</b>	187,94	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	25,67	264,27
	<b>V2</b>	187,94	2,11	437,09	0,37	1,08	-1,2	32,75	337,17
	<b>V3</b>	187,94	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	25,67	264,27
	<b>V4</b>	187,94	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	26,32	270,93
	<b>V5</b>	187,94	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	26,32	270,93
	<b>V6</b>	187,94	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	26,32	270,93
	<b>V7</b>	187,94	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	26,32	270,93
<b>I</b>	<b>V1</b>	131,56	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	17,97	282,23
	<b>V2</b>	131,56	2,11	437,09	0,37	1,08	-1,2	22,93	360,10
	<b>V3</b>	131,56	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	17,97	282,24
	<b>V4</b>	131,56	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	18,42	289,35
	<b>V5</b>	131,56	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	18,42	289,35
	<b>V6</b>	131,56	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	18,42	289,35
	<b>V7</b>	131,56	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	18,42	289,35
<b>RDC</b>	<b>V1</b>	80,37	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	10,98	293,21
	<b>V2</b>	80,37	2,11	437,09	0,37	1,08	-1,2	14,01	374,10
	<b>V3</b>	80,37	2,11	437,09	0,29	1,08	-1,2	10,98	293,22
	<b>V4</b>	80,37	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	11,25	300,60
	<b>V5</b>	80,37	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	11,25	300,60
	<b>V6</b>	80,37	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	11,25	300,60
	<b>V7</b>	80,37	2,11	437,09	0,29	1,08	3,6	11,25	300,60

Tableau.VI.9 : Efforts horizontaux ( $H_y$ ) et efforts tranchants ( $T_y$ ) dans le sens Y-Y en [KN] :

Niveaux	Voiles	$E_{kvv}$	$I_{ex}$	J	$I_{ex}$	ex	$x_i$	$H_y$	$T_y$
VII	V1	435,05	4,42	430,4	1,15	1,08	-10,7	99,76	99,76
	V2	435,05	4,42	430,4	1,15	1,08	10,7	126,62	126,62
	V3	435,05	4,42	430,4	0,41	1,08	-1,5	39,68	39,68
	V4	435,05	4,42	430,4	0,41	1,08	1,5	41,03	41,03
	V5	435,05	4,42	430,4	0,65	1,08	-10,7	56,39	56,39
	V6	435,05	4,42	430,4	0,65	1,08	10,7	71,57	71,57
VI	V1	360,85	4,42	430,4	1,15	1,08	-10,7	82,74	182,50
	V2	360,85	4,42	430,4	1,15	1,08	10,7	105,03	231,65
	V3	360,85	4,42	430,4	0,41	1,08	-1,5	32,92	72,60
	V4	360,85	4,42	430,4	0,41	1,08	1,5	34,03	75,06
	V5	360,85	4,42	430,4	0,65	1,08	-10,7	46,77	103,15
	V6	360,85	4,42	430,4	0,65	1,08	10,7	59,36	130,93
V	V1	311,64	4,42	430,4	1,15	1,08	-10,7	71,46	253,96
	V2	311,64	4,42	430,4	1,15	1,08	10,7	90,71	322,36
	V3	311,64	4,42	430,4	0,41	1,08	-1,5	28,43	101,03
	V4	311,64	4,42	430,4	0,41	1,08	1,5	29,39	104,44
	V5	311,64	4,42	430,4	0,65	1,08	-10,7	40,39	143,54
	V6	311,64	4,42	430,4	0,65	1,08	10,7	51,27	182,20
IV	V1	262,43	4,42	430,4	1,15	1,08	-10,7	60,18	314,14
	V2	262,43	4,42	430,4	1,15	1,08	10,7	76,38	398,74
	V3	262,43	4,42	430,4	0,41	1,08	-1,5	23,94	124,96
	V4	262,43	4,42	430,4	0,41	1,08	1,5	24,75	129,19
	V5	262,43	4,42	430,4	0,65	1,08	-10,7	34,01	177,56
	V6	262,43	4,42	430,4	0,65	1,08	10,7	43,17	225,38
III	V1	213,23	4,42	430,4	1,15	1,08	-10,7	48,89	363,03
	V2	213,23	4,42	430,4	1,15	1,08	10,7	62,06	460,80
	V3	213,23	4,42	430,4	0,41	1,08	-1,5	19,45	144,41
	V4	213,23	4,42	430,4	0,41	1,08	1,5	20,11	149,30
	V5	213,23	4,42	430,4	0,65	1,08	-10,7	27,64	205,19
	V6	213,23	4,42	430,4	0,65	1,08	10,7	35,08	260,45

Efforts horizontaux ( $H_y$ ) et efforts tranchants ( $T_y$ ) dans le sens Y-Y en [KN] (suite):

Niveaux	Voiles	$E_{kvy}$	$I_{ex}$	J	$I_{ex}$	ex	$x_i$	$H_y$	$T_y$
II	V1	170,32	4,42	430,4	1,15	1,08	-10,7	39,06	402,09
	V2	170,32	4,42	430,4	1,15	1,08	10,7	49,57	510,38
	V3	170,32	4,42	430,4	0,41	1,08	-1,5	15,54	159,95
	V4	170,32	4,42	430,4	0,41	1,08	1,5	16,06	165,36
	V5	170,32	4,42	430,4	0,65	1,08	-10,7	22,07	227,27
	V6	170,32	4,42	430,4	0,65	1,08	10,7	28,02	288,47
I	V1	119,22	4,42	430,4	1,15	1,08	-10,7	27,34	429,43
	V2	119,22	4,42	430,4	1,15	1,08	10,7	34,70	545,08
	V3	119,22	4,42	430,4	0,41	1,08	-1,5	10,87	170,83
	V4	119,22	4,42	430,4	0,41	1,08	1,5	11,24	176,61
	V5	119,22	4,42	430,4	0,65	1,08	-10,7	15,45	242,72
	V6	119,22	4,42	430,4	0,65	1,08	10,7	19,61	308,09
RDC	V1	72,84	4,42	430,4	1,15	1,08	-10,7	16,70	446,13
	V2	72,84	4,42	430,4	1,15	1,08	10,7	21,20	566,28
	V3	72,84	4,42	430,4	0,41	1,08	-1,5	6,64	177,47
	V4	72,84	4,42	430,4	0,41	1,08	1,5	6,87	183,47
	V5	72,84	4,42	430,4	0,65	1,08	-10,7	9,44	252,16
	V6	72,84	4,42	430,4	0,65	1,08	10,7	11,98	320,07

Tableau. VI.10 : Moments fléchissants ( $M_x$ ) dans le sens X-X en [KN.m] :

Niveaux	VII	VI	V	IV	III	II	I	RDC
V1	0	200,62	567,64	1 078,39	1 710,16	2 440,26	3 248,92	4 400,43
V2	0	255,98	724,28	1 375,95	2 182,03	3 113,57	4 145,32	5 614,53
V3	0	200,64	567,68	1 078,45	1 710,24	2 440,36	3 249,03	4 400,57
V4	0	205,69	581,98	1 105,60	1 753,31	2 501,82	3 330,85	4 511,39
V5	0	205,69	581,98	1 105,60	1 753,31	2 501,82	3 330,85	4 511,39
V6	0	205,69	581,98	1 105,60	1 753,31	2 501,82	3 330,85	4 511,39
V7	0	205,69	581,98	1 105,60	1 753,31	2 501,82	3 330,85	4 511,39

Tableau.VI.11 : Moments fléchissant ( $M_y$ ) dans le sens Y-Y en [KN.m] :

Niveaux	VII	VI	V	IV	III	II	I	RDC
V1	0	305,26	863,72	1 640,85	2 602,12	3 713,00	4 943,40	6 695,46
V2	0	387,47	1 096,33	2 082,75	3 302,89	4 712,95	6 274,70	8 498,61
V3	0	121,43	343,59	652,73	1 035,12	1 477,03	1 966,48	2 663,45
V4	0	125,54	355,21	674,81	1 070,14	1 527,01	2 033,02	2 753,57
V5	0	172,54	488,19	927,44	1 470,76	2 098,65	2 794,09	3 784,39
V6	0	219,01	619,66	1 177,20	1 866,85	2 663,84	3 546,57	4 803,56

### VII.1 - Introduction:

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des armatures et effectuer les vérifications imposées par le BAEL 91 et le RPA99 sont combinées de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre les quels la structure sera amenée à résister.

#### .Combinaisons du BAEL 91 :

- ELU:  $1,35G + 1,5Q$
- ELS:  $G + Q$

G : charges permanentes.  
Q : charges d'exploitation.  
E : effet du séisme.

#### .Combinaisons du RPA99 :

- Poutres:  $G + Q \pm E$
- Poteaux-poutres:  $0,8G \pm E$
- Poteaux:  $G + Q \pm 1,2E$

Dans notre cas, du fait que la totalité des charges horizontales (séisme) sera reprise par les voiles, les portiques seront calculés uniquement sous chargement vertical.

#### Remarque:

Tous les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous

### VII.2- Superpositions des sollicitations dans les portiques:

Tableau.VII.1 VII.2.1 Les résultats obtenus sous charges verticales :

Niveaux	Sens transversal									
	sous G					sous Q				
	Mw	Me	Mt	Tw	Te	Mw	Me	Mt	Tw	Te
VIII	27,07	41,9	23.31	59,24	-52,18	4,18	6,48	3.60	9,16	-8,06
	43,95	43,38	23.49	59,57	-59,82	6,79	6,7	3.63	9,21	-9,24
	36,88	16,76	11.94	40,68	-52,17	5,7	2,51	1.87	6,26	-8,09
VII	28,34	35,1	24.20	55,01	-51,79	8,93	8,49	4.85	12,81	-13,02
	37,54	35,18	28.00	56,69	-57,74	9,08	8,51	6.77	13,71	-13,96
	28,08	18,19	15.34	41,68	-47,33	6,79	5,47	3.25	10,39	-11,14
IV,V,VI	28,54	35,06	24.13	54,96	-51,85	8,9	8,48	4.87	12,81	-13,02
	37,57	35,27	27.93	56,71	-57,73	9,09	8,53	6.75	13,71	-13,96
	27,96	18,37	15.34	41,76	-47,24	6,76	5,48	3.26	10,4	-11,13
III , II	29,77	33,87	22.87	53,76	-51,78	8,49	8,19	4.90	12,69	-12,83
	37,08	35,44	26.68	56,21	-56,95	8,97	8,57	6.45	13,59	-13,77
	25,98	19,59	14.85	42,02	-45,72	6,28	5,43	3.28	10,36	-10,86
I	29,38	33,96	23.00	53,87	-51,66	8,55	8,21	4.86	12,68	-12,84
	37	35,21	26.83	56,18	-56,98	8,95	8,52	6.49	13,59	-13,78
	26,28	19,23	14.84	41,82	-45,91	6,35	5,42	3.25	10,34	-10,88

**VII.2.2 -Superpositions des moments et efforts tranchants dans les poutres du portique (2-2):** Tableau.VII.2

Niveaux	Travées	1,35G + 1,5Q					G + Q				
		KN.m			KN		KN.m			KN	
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
VIII	A*B	42,81	66,29	36,87	93,71	-82,53	31,25	48,38	26,91	68,4	-60,24
	B*C	69,52	68,61	37,16	94,23	-94,62	50,74	50,08	27,12	68,78	-69,06
	C*D	58,34	26,39	18,92	64,31	-82,56	42,58	19,27	13,81	46,94	-60,26
VII	A*B	51,65	60,12	39,95	93,48	-89,45	37,27	43,59	29,05	67,82	-64,81
	B*C	64,30	60,26	47,95	97,10	-98,89	46,62	43,69	34,77	70,4	-71,7
	C*D	48,09	32,76	25,58	71,85	-80,61	34,87	23,66	18,59	52,07	-58,47
IV,V,VI	A*B	51,88	60,05	39,88	93,41	-89,53	37,44	43,54	29,00	67,77	-64,87
	B*C	64,35	60,41	47,84	97,12	-98,88	46,66	43,8	34,69	70,42	-71,69
	C*D	47,89	33,02	25,60	71,98	-80,47	34,72	23,85	18,60	52,16	-58,37
III, II	A*B	52,92	58,01	38,22	91,61	-89,15	38,26	42,06	27,76	66,45	-64,61
	B*C	63,51	60,70	45,69	96,27	-97,54	46,05	44,01	33,13	69,8	-70,72
	C*D	44,49	34,59	24,97	72,27	-78,01	32,26	25,02	18,13	52,38	-56,58
I	A*B	52,49	58,16	38,34	91,74	-89,00	37,93	42,17	27,86	66,55	-64,5
	B*C	63,38	60,31	45,96	96,23	-97,59	45,95	43,73	33,32	69,77	-70,76
	C*D	45,00	34,09	24,90	71,97	-78,30	32,63	24,65	18,08	52,16	-56,79

Tableau.VII.3 **VII.2.3 Les resultats obtenus sous charges verticales :**

		Sens longitudinal									
		sous G					sous Q				
Niveaux		Mw	Me	Mt	Tw	Te	Mw	Me	Mt	Tw	Te
<b>VIII</b>		4,87	7,53	6.20	12,54	-11,27	0,56	0,86	0.71	1,44	-1,29
		7,53	6,33	5.55	11,62	-12,19	0,86	0,71	0.64	1,33	-1,4
		4,13	4,13	-0.17	5,47	-5,47	0,43	0,43	-0.08	0,48	-0,48
		6,33	7,53	5.55	12,19	-11,62	0,71	0,86	0.64	1,4	-1,33
		7,53	4,87	6.20	11,27	-12,54	0,86	0,56	0.71	1,29	-1,44
<b>VII</b>		5,64	7,28	5.58	11,9	-11,12	1,67	2,15	1.65	3,52	-3,29
		7,28	6,44	5.21	11,31	-11,71	2,15	1,84	1.57	3,33	-3,48
		3,55	3,55	0.33	5,35	-5,35	0,76	0,76	-0.25	0,71	-0,71
		6,44	7,28	5.21	11,71	-11,31	1,84	2,15	1.57	3,48	-3,33
		7,28	5,64	5.58	11,12	-11,9	2,15	1,67	1.65	3,29	-3,52
<b>IV,V,VI</b>		5,72	7,28	5.55	11,88	-11,14	1,69	2,15	1.64	3,51	-3,29
		7,28	6,47	5.20	11,32	-11,7	2,15	1,85	1.57	3,33	-3,47
		3,51	3,51	0.37	5,35	-5,35	0,75	0,75	-0.23	0,71	-0,71
		6,47	7,28	5.20	11,7	-11,32	1,85	2,15	1.57	3,47	-3,33
		7,28	5,72	5.55	11,14	-11,88	2,15	1,69	1.64	3,29	-3,51
<b>III , II</b>		6,18	7,11	5.14	11,59	-11,15	1,83	2,1	1.52	3,43	-3,3
		7,11	6,58	4.95	11,24	-11,5	2,1	1,9	1.48	3,31	-3,41
		3,03	3,03	0.72	5,26	-5,26	0,59	0,59	-0.09	0,7	-0,7
		6,58	7,11	4.95	11,5	-11,24	1,9	2,1	1.48	3,41	-3,31
		7,11	6,18	5.14	11,15	-11,59	2,1	1,83	1.52	3,3	-3,43
<b>I</b>		6,06	7,11	5.20	11,62	-11,12	1,79	2,1	1.54	3,44	-3,29
		7,11	6,52	4.98	11,23	-11,51	2,1	1,88	1.49	3,31	-3,41
		3,11	3,11	0.63	5,26	-5,26	0,62	0,62	-0.12	0,7	-0,7
		6,52	7,11	4.98	11,51	-11,23	1,88	2,1	1.49	3,41	-3,31
		7,11	6,06	5.20	11,12	-11,62	2,1	1,79	1.54	3,29	-3,44

### VII.2.4 Superpositions des moments et efforts tranchants dans les poutres du portique (A-A):

Tableau.VII.4

Niveaux	Travées	1,35G + 1,5Q					G + Q				
		KN.m			KN		KN.m			KN	
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
VIII	1*2	7,41	11,46	9.43	19,09	-17,15	5,43	8,39	6.91	13,98	-12,56
	2*3	11,46	9,61	8.46	17,68	-18,56	8,39	7,04	6.19	12,95	-13,59
	3*4	6,22	6,22	-0.35	8,10	-8,10	4,56	4,56	-0.25	5,95	-5,95
	4*5	9,61	11,46	8.46	18,56	-17,68	7,04	8,39	6.19	13,59	-12,95
	5*6	11,46	7,41	9.43	17,15	-19,09	8,39	5,43	6.91	12,56	-13,98
VII	1*2	10,12	13,05	10.01	21,35	-19,95	7,31	9,43	7.23	15,42	-14,41
	2*3	13,05	11,45	9.39	20,26	-21,03	9,43	8,28	6.78	14,64	-15,19
	3*4	5,93	5,93	0.07	8,29	-8,29	4,31	4,31	0.08	6,06	-6,06
	4*5	11,45	13,05	9.39	21,03	-20,26	8,28	9,43	6.78	15,19	-14,64
	5*6	13,05	10,12	10.01	19,95	-21,35	9,43	7,31	7.23	14,41	-15,42
IV,V,VI	1*2	10,26	13,05	9.95	21,30	-19,97	7,41	9,43	7.19	15,39	-14,43
	2*3	13,05	11,51	9.37	20,28	-21,00	9,43	8,32	6.77	14,65	-15,17
	3*4	5,86	5,86	0.15	8,29	-8,29	4,26	4,26	0.14	6,06	-6,06
	4*5	11,51	13,05	9.37	21,00	-20,28	8,32	9,43	6.77	15,17	-14,65
	5*6	13,05	10,26	9.95	19,97	-21,30	9,43	7,41	7.19	14,43	-15,39
III, II	1*2	11,09	12,75	9.22	20,79	-20,00	8,01	9,21	6.66	15,02	-14,45
	2*3	12,75	11,73	8.91	20,14	-20,64	9,21	8,48	6.44	14,55	-14,91
	3*4	4,98	4,98	0.84	8,15	-8,15	3,62	3,62	0.63	5,96	-5,96
	4*5	11,73	12,75	8.91	20,64	-20,14	8,48	9,21	6.44	14,91	-14,55
	5*6	12,75	11,09	9.22	20,00	-20,79	9,21	8,01	6.66	14,45	-15,02
I	1*2	10,87	12,75	9.32	20,85	-19,95	7,85	9,21	6.73	15,06	-14,41
	2*3	12,75	11,62	8.96	20,13	-20,65	9,21	8,4	6.47	14,54	-14,92
	3*4	5,13	5,13	0.67	8,15	-8,15	3,73	3,73	0.51	5,96	-5,96
	4*5	11,62	12,75	8.96	20,65	-20,13	8,4	9,21	6.47	14,92	-14,54
	5*6	12,75	10,87	9.32	19,95	-20,85	9,21	7,85	6.73	14,41	-15,06

Tableau.VII.5 VII.2.5 Les résultats obtenus sous charges verticales (portique 2-2) :

Niveaux	Poteaux	Sens transversal					
		sous G			sous Q		
		Nc	Mn	Ms	Nc	Mn	Ms
VIII	A	91,08	0	7,97	14,08	0	1,23
	B	111,75	0	2,04	17,27	0	0,32
	C	100,5	0	-6,5	15,51	0	-1
	D	69,67	0	-6,27	10,55	0	-1,03
VII	A	183,5	4,72	5,31	50,99	-0,66	-0,74
	B	227,12	1,15	1,29	50,89	0,28	0,31
	C	206,8	-3,34	-3,76	46,74	-0,81	-0,91
	D	140,71	-3,81	-4,28	37,19	-0,14	-0,16
VI	A	275,86	5,11	5,11	87,91	-0,72	-0,72
	B	342,56	1,26	1,26	84,5	0,3	0,3
	C	313,18	-3,66	-3,66	77,99	-0,88	-0,88
	D	211,65	-4,14	-4,14	63,82	-0,16	-0,16
V	A	368,23	5,11	5,11	124,83	-0,72	-0,72
	B	458	1,26	1,26	118,11	0,3	0,3
	C	419,56	-3,66	-3,66	109,23	-0,88	-0,88
	D	282,6	-4,14	-4,14	90,46	-0,16	-0,16
IV	A	460,59	5,11	5,11	161,75	-0,72	-0,72
	B	573,44	1,26	1,26	151,73	0,3	0,3
	C	525,93	-3,66	-3,66	140,47	-0,88	-0,88
	D	353,55	-4,14	-4,14	117,09	-0,16	-0,16
III	A	554,23	5,73	5,73	201,03	-0,92	-0,92
	B	690,8	1,6	1,6	187,53	0,39	0,39
	C	634,27	-4,73	-4,73	173,98	-1,14	-1,14
	D	425,46	-4,75	-4,75	145,94	-0,13	-0,13
II	A	647,88	5,73	5,73	240,31	-0,92	-0,92
	B	808,16	1,6	1,6	223,32	0,39	0,39
	C	742,6	-4,73	-4,73	207,48	-1,14	-1,14
	D	497,36	-4,75	-4,75	174,78	-0,13	-0,13
I	A	744,77	6,41	4,66	282,7	-1,03	-0,75
	B	928,5	1,76	1,28	262,25	0,43	0,31
	C	853,9	-5,18	-3,76	244,09	-1,25	-0,91
	D	572,59	-5,29	-3,84	206,78	-0,14	-0,1

## VII.2.6 Superpositions des moments et efforts normaux dans les poteaux du portique (2-2):

Tableau.VII.6

Niveaux	Poteaux	1,35G + 1,5Q			G + Q		
		KN	KN.m		KN	KN.m	
		N <sub>c</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
VIII	A	144,08	-	12,60	105,16	0	9,2
	B	176,77	-	3,23	129,02	0	2,36
	C	158,94	-	-10,28	116,01	0	-7,5
	D	109,88	-	-10,01	80,22	0	-7,3
VII	A	324,21	5,38	6,06	234,49	4,06	4,57
	B	382,95	1,97	2,21	278,01	1,43	1,6
	C	349,29	-5,72	-6,44	253,54	-4,15	-4,67
	D	245,74	-5,35	-6,02	177,9	-3,95	-4,44
VI	A	504,28	5,82	5,82	363,77	4,39	4,39
	B	589,21	2,15	2,15	427,06	1,56	1,56
	C	539,78	-6,26	-6,26	391,17	-4,54	-4,54
	D	381,46	-5,83	-5,83	275,47	-4,3	-4,3
V	A	684,36	5,82	5,82	493,06	4,39	4,39
	B	795,47	2,15	2,15	576,11	1,56	1,56
	C	730,25	-6,26	-6,26	528,79	-4,54	-4,54
	D	517,20	-5,83	-5,83	373,06	-4,3	-4,3
IV	A	864,42	5,82	5,82	622,34	4,39	4,39
	B	1 001,74	2,15	2,15	725,17	1,56	1,56
	C	920,71	-6,26	-6,26	666,4	-4,54	-4,54
	D	652,93	-5,83	-5,83	470,64	-4,3	-4,3
III	A	1 049,76	6,36	6,36	755,26	4,81	4,81
	B	1 213,88	2,75	2,75	878,33	1,99	1,99
	C	1 117,23	-8,10	-8,10	808,25	-5,87	-5,87
	D	793,28	-6,61	-6,61	571,4	-4,88	-4,88
II	A	1 235,10	6,36	6,36	888,19	4,81	4,81
	B	1 426,00	2,75	2,75	1031,48	1,99	1,99
	C	1 313,73	-8,10	-8,10	950,08	-5,87	-5,87
	D	933,61	-6,61	-6,61	672,14	-4,88	-4,88
I	A	1 429,49	7,11	5,17	1027,47	5,38	3,91
	B	1 646,85	3,02	2,19	1190,75	2,19	1,59
	C	1 518,90	-8,87	-6,44	1097,99	-6,43	-4,67
	D	1 083,17	-7,35	-5,33	779,37	-5,43	-3,94

Tableau.VII.7 VII.2.7 Les résultats obtenus sous charges verticales (portique A-A) :

Niveaux	Poteaux	Sens longitudinal					
		sous G			sous Q		
		Nc	Mn	Ms	Nc	Mn	Ms
VIII	1	12,54	0	4,87	1,44	0	0,56
	2	22,89	0	0	2,62	0	0
	3	17,66	0	-2,2	1,88	0	-0,28
	4	17,66	0	2,2	1,88	0	0,28
	5	22,89	0	0	2,62	0	0
	6	12,54	0	-4,87	1,44	0	-0,56
VII	1	31,32	2,66	2,99	11,84	0,79	0,88
	2	52,21	0	0	16,12	0	0
	3	41,6	-1,36	-1,53	12,95	-0,51	-0,57
	4	41,6	1,36	1,53	12,95	0,51	0,57
	5	52,21	0	0	16,12	0	0
	6	31,32	-2,66	-2,99	11,84	-0,79	-0,88
VI	1	50,09	2,86	2,86	22,24	0,84	0,84
	2	81,54	0	0	29,63	0	0
	3	65,54	-1,48	-1,48	24,02	-0,55	-0,55
	4	65,54	1,48	1,48	24,02	0,55	0,55
	5	81,54	0	0	29,63	0	0
	6	50,09	-2,86	-2,86	22,24	-0,84	-0,84
V	1	68,85	2,86	2,86	32,63	0,84	0,84
	2	110,88	0	0	43,13	0	0
	3	89,48	-1,48	-1,48	35,09	-0,55	-0,55
	4	89,48	1,48	1,48	35,09	0,55	0,55
	5	110,88	0	0	43,13	0	0
	6	68,85	-2,86	-2,86	32,63	-0,84	-0,84
IV	1	87,62	2,86	2,86	43,03	0,84	0,84
	2	140,21	0	0	56,64	0	0
	3	113,41	-1,48	-1,48	46,16	-0,55	-0,55
	4	113,41	1,48	1,48	46,16	0,55	0,55
	5	140,21	0	0	56,64	0	0
	6	87,62	-2,86	-2,86	43,03	-0,84	-0,84

### VII.2.7 Les résultats obtenus sous charges verticales (portique A-A) : (suite)

		Sens transversal					
Niveaux	Poteaux	sous G			sous Q		
		Nc	Mn	Ms	Nc	Mn	Ms
III	1	108,58	3,09	3,09	55,83	0,91	0,91
	2	171,98	0	0	72,62	0	0
	3	139,54	-1,77	-1,77	59,64	-0,66	-0,66
	4	139,54	1,77	1,77	59,64	0,66	0,66
	5	171,98	0	0	72,62	0	0
	6	108,58	-3,09	-3,09	55,83	-0,91	-0,91
II	1	129,55	3,09	3,09	68,63	0,91	0,91
	2	203,74	0	0	88,6	0	0
	3	165,67	-1,77	-1,77	73,11	-0,66	-0,66
	4	165,67	1,77	1,77	73,11	0,66	0,66
	5	203,74	0	0	88,6	0	0
	6	129,55	-3,09	-3,09	68,63	-0,91	-0,91
I	1	153,66	3,5	2,56	84,56	1,04	0,76
	2	238,58	0	0	107,69	0	0
	3	194,93	-1,97	-1,44	89,72	-0,73	-0,53
	4	194,93	1,97	1,44	89,72	0,73	0,53
	5	238,58	0	0	107,69	0	0
	6	153,66	-3,5	-2,56	84,56	-1,04	-0,76

**VII.2.8 Superpositions des moments et efforts normaux dans les poteaux du portique (A-A):**  
Tableau.VII.8

Niveaux	Poteaux	1,35G + 1,5Q			G + Q		
		KN	KN.m		KN	KN.m	
		N <sub>c</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
VIII	1	19,09	0	7,41	13,98	0	5,43
	2	34,83	0	0	25,51	0	0
	3	26,66	0	-3,39	19,54	0	-2,48
	4	26,66	0	3,39	19,54	0	2,48
	5	34,83	0	0	25,51	0	0
	6	19,09	0	-7,41	13,98	0	-5,43
VII	1	60,04	4,78	5,36	43,16	3,45	3,87
	2	94,66	0	0	68,33	0	0
	3	75,59	-2,60	-2,92	54,55	-1,87	-2,1
	4	75,59	2,60	2,92	54,55	1,87	2,1
	5	94,66	0	0	68,33	0	0
	6	60,04	-4,78	-5,36	43,16	-3,45	-3,87
VI	1	100,98	5,12	5,12	72,33	3,7	3,7
	2	154,52	0	0	111,17	0	0
	3	124,51	-2,82	-2,82	89,56	-2,03	-2,03
	4	124,51	2,82	2,82	89,56	2,03	2,03
	5	154,52	0	0	111,17	0	0
	6	100,98	-5,12	-5,12	72,33	-3,7	-3,7
V	1	141,89	5,12	5,12	101,48	3,7	3,7
	2	214,38	0	0	154,01	0	0
	3	173,43	-2,82	-2,82	124,57	-2,03	-2,03
	4	173,43	2,82	2,82	124,57	2,03	2,03
	5	214,38	0	0	154,01	0	0
	6	141,89	-5,12	-5,12	101,48	-3,7	-3,7
IV	1	182,83	5,12	5,12	130,65	3,7	3,7
	2	274,24	0	0	196,85	0	0
	3	222,34	-2,82	-2,82	159,57	-2,03	-2,03
	4	222,34	2,82	2,82	159,57	2,03	2,03
	5	274,24	0	0	196,85	0	0
	6	182,83	-5,12	-5,12	130,65	-3,7	-3,7

**VII.2.8 Superpositions des moments et efforts normaux dans les poteaux du portique (A-A):**  
(suite)

Niveaux	Poteaux	1,35G + 1,5Q			G + Q		
		KN	KN.m		KN	KN.m	
		N <sub>c</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
III	1	230,33	5,54	5,54	164,41	4	4
	2	341,10	0	0	244,6	0	0
	3	277,84	-3,38	-3,38	199,18	-2,43	-2,43
	4	277,84	3,38	3,38	199,18	2,43	2,43
	5	341,10	0	0	244,6	0	0
	6	230,33	-5,54	-5,54	164,41	-4	-4
II	1	277,84	5,54	5,54	198,18	4	4
	2	407,95	0	0	292,34	0	0
	3	333,32	-3,38	-3,38	238,78	-2,43	-2,43
	4	333,32	3,38	3,38	238,78	2,43	2,43
	5	407,95	0	0	292,34	0	0
	6	277,84	-5,54	-5,54	198,18	-4	-4
I	1	334,28	6,29	4,60	238,22	4,54	3,32
	2	483,62	0	0	346,27	0	0
	3	397,74	-3,75	-2,74	284,65	-2,7	-1,97
	4	397,74	3,75	2,74	284,65	2,7	1,97
	5	483,62	0	0	346,27	0	0
	6	334,28	-6,29	-4,60	238,22	-4,54	-3,32

### VII.3- Superpositions des sollicitations dans les voiles:

Tableau.VII.9 VII. 3.1 -Superpositions des efforts normaux dans les voiles :

sens transversal			
niv	voile	G+Q	1,35G+1,5Q
		Nc	Nc
VIII	VT1	125,11	169,152
	VT2	126,38	171,057
	VT3	139,1	188,0385
	VT4	139,1	188,0385
	VT5	103,99	140,64
	VT6	103,99	140,64
VII	VT1	253,01	343,8945
	VT2	254,28	345,7995
	VT3	229,58	311,6565
	VT4	229,58	311,6565
	VT5	210,02	285,5025
	VT6	210,02	285,5025
VI	VT1	379,52	516,552
	VT2	380,79	518,457
	VT3	319,06	433,776
	VT4	319,06	433,776
	VT5	314,9	428,6385
	VT6	314,9	428,6385
V	VT1	504,64	687,1245
	VT2	505,91	689,0295
	VT3	407,58	554,454
	VT4	407,58	554,454
	VT5	418,63	570,051
	VT6	418,63	570,051
IV	VT1	628,38	855,627
	VT2	629,65	857,532
	VT3	495,11	673,647
	VT4	495,11	673,647
	VT5	521,23	709,767
	VT6	521,23	709,767

### VII. 3.1 -Superpositions des efforts normaux dans les voiles :(suite)

sens transversal			
niv	voile	G+Q	1,35G+1,5Q
		Nc	Nc
III	VT1	749,35	1019,976
	VT2	750,62	1021,881
	VT3	580,68	789,9015
	VT4	580,68	789,9015
	VT5	621,51	846,0045
	VT6	621,51	846,0045
II	VT1	870,32	1184,3235
	VT2	871,59	1186,2285
	VT3	666,26	906,1695
	VT4	666,26	906,1695
	VT5	721,8	982,257
	VT6	721,8	982,257
I	VT1	1012,2	1376,8995
	VT2	1013,47	1378,8045
	VT3	766,63	1042,404
	VT4	766,63	1042,404
	VT5	839,44	1141,932
	VT6	839,44	1141,932

Tableau.VII.10 **VII. 3.2 -Superpositions des efforts normaux dans les voiles :**

sens longitudinal			
niv	voile	G+Q	1,35G+1,5Q
		Nc	Nc
VIII	VL1	51,32	69,54
	VL2	49,06	66,37
	VL3	51,32	69,54
	VL4	51,32	69,54
	VL5	51,32	69,54
	VL6	51,32	69,54
	VL7	51,32	69,54
VII	VL1	103,04	139,74
	VL2	98,32	133,07
	VL3	103,04	139,74
	VL4	103,04	139,74
	VL5	103,04	139,74
	VL6	103,04	139,74
	VL7	103,04	139,74
VI	VL1	154,5	209,55
	VL2	147,44	199,57
	VL3	154,5	209,55
	VL4	154,5	209,55
	VL5	154,5	209,55
	VL6	154,5	209,55
	VL7	154,5	209,55
V	VL1	205,69	278,96
	VL2	196,44	265,88
	VL3	205,69	278,96
	VL4	205,69	278,96
	VL5	205,69	278,96
	VL6	205,69	278,96
	VL7	205,69	278,96
IV	VL1	256,65	348,02
	VL2	245,29	331,97
	VL3	256,65	348,02
	VL4	256,65	348,02
	VL5	256,65	348,02
	VL6	256,65	348,02
	VL7	256,65	348,02

### VII. 3.2 -Superpositions des efforts normaux dans les voiles : ( suite)

sens longitudinal			
niv	voile	G+Q	1,35G+1,5Q
		Nc	Nc
III	VL1	307,09	416,31
	VL2	293,87	397,66
	VL3	307,09	416,31
	VL4	307,09	416,31
	VL5	307,09	416,31
	VL6	307,09	416,31
	VL7	307,09	416,31
II	VL1	357,53	484,59
	VL2	342,46	463,36
	VL3	357,53	484,59
	VL4	357,53	484,59
	VL5	357,53	484,59
	VL6	357,53	484,59
	VL7	357,53	484,59
I	VL1	421,24	570,79
	VL2	405,32	548,32
	VL3	421,24	570,79
	VL4	421,24	570,79
	VL5	421,24	570,79
	VL6	421,24	570,79
	VL7	421,24	570,79

## VIII-1) FERRAILLAGES DES POUTRES

### VIII-1.1) Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{ll} 1,35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \end{array}$$

### VIII-1.2) Recommandation du RPA version 2003 :

#### VIII-1.2.a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 30 \text{ cm}^2$$

⇒ En zone de recouvrement :

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 45 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale de recouvrement est de :  $40 \Phi$  (zone II a)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive, doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### VIII-1.2.b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

$\Phi_l$  : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : Dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poutres.

Donc :

Sens longitudinal :  $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$ .

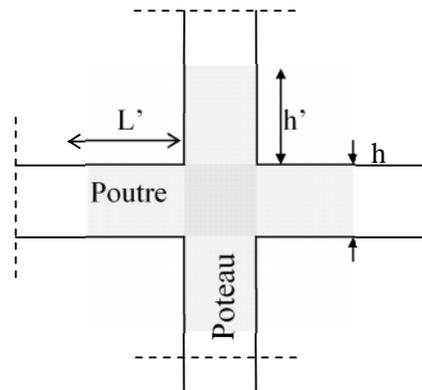
$$h' = 63 \text{ cm ( pour RDC )}.$$

$$h' = 60 \text{ cm ( pour les autres niveaux )}.$$

Sens transversal :  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

$$h' = 62 \text{ cm ( pour RDC )}.$$

$$h' = 60 \text{ cm ( pour les autres niveaux )}.$$



**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**VIII-1.3) Étapes de calcul des armatures longitudinales :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si  $\mu_b < \mu$   $\Rightarrow$  Section simplement armée

Si  $\mu_b > \mu$   $\Rightarrow$  section doublement armée

- Section sans armatures comprimées ( $A'_s = 0$ ) :

Si:  $\mu_b < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (**S.S.A**).

$$A_s = \frac{M_u}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

- Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

$$\text{On prend } \mu_b = \mu_1 \Rightarrow A'_s = \frac{M_u - 0.392 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{348 \cdot (d - d')}$$

$$\Rightarrow A_s = A'_s - \frac{b \cdot d \cdot f_{bc}}{651}$$

$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : La section supérieur la plus comprimée.

#### VIII-1.4) Vérification de BAEL 91 :

Les vérifications à effectuer sont :

##### VIII-1.4-1) La condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_c}$$

##### VIII-1.4-2) L'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \bar{\tau}_{se,u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

##### VIII-1.4-3) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

##### VIII-1.4-4) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

Sur les armatures : 
$$A_a \geq \frac{1.15}{f_c} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

Sur le béton : 
$$V_u \leq 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \quad a = 0.9 d$$

#### VIII-1.5) Vérification à l'ELS :

##### VIII-1.5-1) État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A}$$

$$\Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \cdot A_{adp}}{b \cdot d} \Rightarrow \beta \text{ et } K$$

##### VIII-1.5-2) État limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

### VIII-1.5-3) État limite de déformation du béton :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

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

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

$$-\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

Avec :

L : portée de la travée entre nus d'appuis.

M<sub>t</sub> : Moment fléchissant maximal en travée.

M<sub>0</sub> : Moment statique.

A : Section d'armatures tendue.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

### VIII-1.6) Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

#### VIII-1.6-1) Poutre principale (portique 2-2) :

##### Remarque:

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal de chaque étage et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

Nous donnons ci-après les résultats sous forme de tableaux.

**Tableaux donnant les résultats du ferrailage des poutres du portique 2-2 :**  
 b=30cm , h=35cm , d=33cm

**En travées :**

Tableau.VIII.1 :

Niveaux	$M_u$ [KN.m]	$\mu_b$	$\beta$	As [cm <sup>2</sup> ]	Amin [cm <sup>2</sup> ]	choix	As adopté [cm <sup>2</sup> ]
<b>VIII</b>	37.16	0.080	0.958	3.38	5,25	3HA14+2HA12	6,88
<b>VII</b>	47.95	0.103	0.946	4.42	5,25	3HA14+2HA12	6,88
<b>VI</b>	47.84	0.103	0.946	4.41	5,25	3HA14+2HA12	6,88
<b>V</b>	47.84	0.103	0.946	4.41	5,25	3HA14+2HA12	6,88
<b>IV</b>	47.84	0.103	0.946	4.41	5,25	3HA14+2HA12	6,88
<b>III</b>	45.69	0.098	0.948	4.20	5,25	3HA14+2HA12	6,88
<b>II</b>	45.69	0.098	0.948	4.20	5,25	3HA14+2HA12	6,88
<b>I</b>	45.96	0.099	0.948	4.22	5,25	3HA14+2HA12	6,88

**Sur appuis :**

Tableau.VIII.2 :

Niveaux	$M_u$ [KN.m]	$\mu_b$	$\beta$	As [cm <sup>2</sup> ]	choix	As adopté [cm <sup>2</sup> ]
<b>VIII</b>	69.52	0.150	0.918	6.59	3HA14+2HA12	6,88
<b>VII</b>	64.30	0.139	0.925	6.06	3HA14+2HA12	6,88
<b>VI</b>	64.35	0.139	0.925	6.06	3HA14+2HA12	6,88
<b>V</b>	64.35	0.139	0.925	6.06	3HA14+2HA12	6,88
<b>IV</b>	64.35	0.139	0.925	6.06	3HA14+2HA12	6,88
<b>III</b>	63.51	0.137	0.927	5.97	3HA14+2HA12	6,88
<b>II</b>	63.51	0.137	0.927	5.97	3HA14+2HA12	6,88
<b>I</b>	63.38	0.137	0.927	5.96	3HA14+2HA12	6,88

### VIII-1.6-2) Poutres secondaires (portique A-A) :

Tableaux donnant les résultats du ferrailage des poutres du portique A-A :  
 $b=25\text{cm}$  ,  $h=30\text{cm}$  ,  $d=28\text{cm}$

#### En travées :

Tableau.VIII.3 :

Niveaux	$M_u$ [KN.m]	$\mu_b$	$\beta$	As [cm <sup>2</sup> ]	Amin [cm <sup>2</sup> ]	choix	As adopté [cm <sup>2</sup> ]
VIII	9.43	0.034	0.983	0.98	3.75	3HA12	3,39
VII	10.01	0.036	0.982	1.05	3.75	3HA12	3,39
VI	9.95	0.036	0.982	1.04	3.75	3HA12	3,39
V	9.95	0.036	0.982	1.04	3.75	3HA12	3,39
IV	9.95	0.036	0.982	1.04	3.75	3HA12	3,39
III	9.22	0.033	0.984	0.96	3.75	3HA12	3,39
II	9.22	0.033	0.984	0.96	3.75	3HA12	3,39
I	9.32	0.033	0.984	0.97	3.75	3HA12	3,39

#### Sur appuis :

Tableau.VIII.4 :

Niveaux	$M_u$ [KN.m]	$\mu_b$	$\beta$	As [cm <sup>2</sup> ]	Amin [cm <sup>2</sup> ]	choix	As adopté [cm <sup>2</sup> ]
VIII	11.46	0.041	0.979	1.20	3.75	3HA12	3,39
VII	13.05	0.047	0.975	1.37	3.75	3HA12	3,39
VI	13.05	0.047	0.975	1.37	3.75	3HA12	3,39
V	13.05	0.047	0.975	1.37	3.75	3HA12	3,39
IV	13.05	0.047	0.975	1.37	3.75	3HA12	3,39
III	12.75	0.046	0.976	1.34	3.75	3HA12	3,39
II	12.75	0.046	0.976	1.34	3.75	3HA12	3,39
I	12.75	0.046	0.976	1.34	3.75	3HA12	3,39

### VIII-1.7) Vérification du ferrailage :

#### VIII-1.7-1) Poutres principales :

##### En travées :

Tableau.VIII.5 :

Niveaux	Ms [KN]	As [cm <sup>2</sup> ]		$\alpha$	$\beta$	K	bc [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	st [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
										[MPa]	
VIII	27.12	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	5.16	15	135.90	348	Vérifiée
VII	34.77	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	6.62	15	174.20	348	Vérifiée
VI	34.69	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	6.60	15	173.81	348	Vérifiée
V	34.69	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	6.60	15	173.81	348	Vérifiée
IV	34.69	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	6.60	15	173.81	348	Vérifiée
III	33.13	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	6.31	15	166.00	348	Vérifiée
II	33.13	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	6.31	15	166.00	348	Vérifiée
I	33.32	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	6.34	15	166.97	348	Vérifiée

##### Sur appuis :

Tableau.VIII.6 :

Niveaux	Ms [KN]	As [cm <sup>2</sup> ]		$\alpha$	$\beta$	K	bc [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	st [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
										[MPa]	
VIII	50.74	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	9.66	15	254.25	348	Vérifiée
VII	46.62	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	8.87	15	233.60	348	Vérifiée
VI	46.66	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	8.88	15	233.80	348	Vérifiée
V	46.66	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	8.88	15	233.80	348	Vérifiée
IV	46.66	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	8.88	15	233.80	348	Vérifiée
III	46.05	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	8.77	15	230.75	348	Vérifiée
II	46.05	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	8.77	15	230.75	348	Vérifiée
I	45.95	6.88	0.695	0.363	0.879	0.038	8.75	15	230.25	348	Vérifiée

### VIII-1.7-2) Poutres secondaires :

En travées :

Tableau.VIII.7 :

Niveaux	Ms [KN]	As [cm <sup>2</sup> ]		α	β	K	bc [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	st [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
										[MPa]	
VIII	6.91	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	2.49	15	81.34	348	Vérifiée
VII	7.23	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	2.61	15	85.11	348	Vérifiée
VI	7.19	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	2.59	15	84.63	348	Vérifiée
V	7.19	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	2.59	15	84.63	348	Vérifiée
IV	7.19	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	2.59	15	84.63	348	Vérifiée
III	6.66	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	2.40	15	78.40	348	Vérifiée
II	6.66	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	2.40	15	78.40	348	Vérifiée
I	6.73	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	2.43	15	79.22	348	Vérifiée

Sur appuis :

Tableau.VIII.8 :

Niveaux	Ms [KN]	As [cm <sup>2</sup> ]		α	β	K	bc [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	st [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
										[MPa]	
VIII	8.39	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	3.03	15	98.76	348	Vérifiée
VII	9.43	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	3.40	15	111.00	348	Vérifiée
VI	9.43	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	3.40	15	111.00	348	Vérifiée
V	9.43	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	3.40	15	111.00	348	Vérifiée
IV	9.43	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	3.40	15	111.00	348	Vérifiée
III	9.21	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	3.32	15	108.41	348	Vérifiée
II	9.21	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	3.32	15	108.41	348	Vérifiée
I	9.21	3.39	0.484	0.315	0.895	0.031	3.32	15	108.41	348	Vérifiée

### VIII-1.8) Vérification du BAEL 91 :

#### VIII-1.8-1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} \times = 1.2 \text{ cm}^2$$

D'ou :  $A_s = (6,88) > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$

⇒ Condition vérifiée

### VIII-1.8-2) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$  : Sommes des périmètres utiles des barres

**a- Poutres principales :**  $V_u = 98,89 \text{ KN}$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 2 \times 3.14 \times 1.2 = 20,72 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{98.89 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 207,2} = 1,61 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n y a pas de risque d'entraînement des barres.

**b- Poutres secondaires :**  $V_u = 21,35 \text{ KN}$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.35 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113} = 0.75 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n y a pas de risque d'entraînement des barres.

### VIII-1.8-3) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

La fissuration est peu nuisible donc  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

**a- Poutres principales :**  $V_u = T_{\max} = 98,89 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{98,89 \times 10^3}{300 \times 330} = 1,00 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

**b- Poutres secondaires :**  $V = T_{\max} = 21,35 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{21,35 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,31 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

#### VIII-1.8-4) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

##### a) Influence sur le béton :

$$V_u \leq 0,4 \cdot 0,9 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

##### - Poutres principales :

$$V_u = 98,89 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 330 \times 300 \times \frac{25}{1,5} = 594 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

##### - Poutres secondaires :

$$V_u = 21,35 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 280 \times 250 \times \frac{25}{1,5} = 420 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée

##### b) Influence sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$\text{Si } \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right) < 0$$

La vérification n'est pas nécessaire

$$\text{Pour les poutres principales : } V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 98,89 - \frac{60,26}{0,9 \cdot 0,33} = -104 < 0$$

$$\text{Pour les poutres secondaires : } V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 21,35 - \frac{10,12}{0,9 \cdot 0,28} = -18,81 < 0$$

#### VIII-1.8-5) État limite de déformation de la flèche :

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

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

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

### - Poutres principale :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{35}{440} = 0.079 \geq 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.079 > \frac{34,77}{10 \times 74,12} = 0,047 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{(Avec : } M_t = 34,77 \text{ KN.m , } M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} \text{ , } q_s = 30,63 \text{ KN/m)}$$

$$3) \frac{6,88}{30 \times 33} = 0.007 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### - Poutres secondaire :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{30}{410} = 0.073 > 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.073 > \frac{7,23}{10 \times 14,92} = 0.048 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{( Avec : } M_t = 7,23 \text{ KN.m } \quad M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} \text{ , } q_s = 7,10 \text{ KN/m } )$$

$$3) \frac{3,39}{25 \times 28} = 0.0048 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### .Vérification des exigences du RPA:

#### \*Section minimale d'armatures transversales:

#### - Poutres principale :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### - Poutres secondaire :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 15 \cdot 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### \*Espacement d'armatures transversales:

#### - Poutres principale :

$$\text{Zone nodale} \Rightarrow S_t \leq \min(h/4, 12\phi_L) \Rightarrow S_t \leq 8,75 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone courante} \Rightarrow S_t \leq h/2 = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 8 \text{ cm en zone nodale.}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm en zone courante.}$$

#### - Poutres secondaire :

$$\text{Zone nodale} \Rightarrow S_t \leq \min(h/4, 12\phi_L) \Rightarrow S_t \leq 7,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone courante} \Rightarrow S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 7 \text{ cm en zone nodale.}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm en zone courante.}$$

## VIII-2) FERRAILLAGES DES POTEAUX :

### VIII-2.1) Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

$$1.35 G + 1.5 Q \quad \text{ELU}$$

$$G + Q \quad \text{ELS}$$

Et, en procédant à des vérifications à l'ELS.

### VIII-2.2) Recommandation du RPA 2003 :

#### VIII-2.2.a) Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de :  $(0,80 \% * \text{section du poteau})$ , (Zone IIa).

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 3 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.03 \times 35 \times 35 = 36,75 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.03 \times 30 \times 30 = 27 \text{cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{cm}^2$$

-Le diamètre minimal est de  $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal est de  $L_R = 40\Phi$  (zone IIa)

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm (zone IIa).}$$

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

#### VIII-2.2.b) Les armatures transversales :

1) Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$a, b$  : dimensions du poteau

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

### Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

2) La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau

3) Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ( $\Phi > 12\text{mm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

4) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_{\min}$ .

### VIII-2.3) Calcul du ferrailage :

Étape de calcul en flexion simple :

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  Alors la section est partiellement comprimée

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  Il faut vérifié en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81\frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow (A)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow \text{Moment fictif}$$

Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

Si  $\mu_b < \mu_r$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_r$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_1$  et  $A_1'$

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :  $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées .

$$A'_s = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

#### VIII-2.4) Ferrailage des poteaux :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants.

Tableau.VIII.9 : ferrailage des poteaux :

Niv	Sollicitations	[bxh]	N [KN]	M [KN.m]	e <sub>u</sub> [m]	[h/2-c]	a	b	Obs	μ	β	c	type	ψ	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> ' [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> RPA	Choix	A adopté [cm <sup>2</sup> ]
<b>III au VII</b>	Nmax-Mcorr	30x30	1001.74	2.15	0.002	0.13	128.08	108.71	SEC	0.396	/	166.14	/	1.37	-21.53	0	7,2	8HA12	9,05
	Nmin-Mcorr		109.88	10.01	0.091	0.13	4.27	108.71	SPC	0.073	0.962	166.14	SSA	/	2.59	0	7,2		
	Mmax-Ncorr		144.08	12.6	0.087	0.13	6.13	108.71	SPC	0.094	0.951	166.14	SSA	/	3.38	0	7,2		
<b>RDC au II</b>	Nmax-Mcorr	35x35	1646.85	3.021	0.002	0.155	252.24	177.58	SEC	0.477	/	268.52	/	1.55	-30.15	0	9,8	8HA14	12,31
	Nmin-Mcorr		793.281	6.61	0.008	0.155	116.35	177.58	SPC	0.137	0.927	268.52	SSA	/	12.17	0	9,8		
	Mmax-Ncorr		1518.9	8.87	0.006	0.155	226.56	177.58	SEC	0.451	/	268.52	/	1.39	-25.83	0	9,8		

## VIII-2.5) Verification à l'ELS:

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifiée :

### ❖ État limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

### ❖ Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a deux cas à vérifiée, en flexion composée et à l'ELS :

$$\text{Si } \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \quad \rightarrow \text{ est entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \quad \rightarrow \text{ est partiellement comprimée}$$

### ➤ Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$  ;

$l_c$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si } \Delta \geq 0: \quad t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); \quad u = \sqrt[3]{t}; \quad y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right); \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_u \cdot (d - y_1)^2 + \bar{A}_u (y_1 - d')^2]$$

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton (art.A.4.5.2.BAEL 91) :**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 20 = 1.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_b$$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcul l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_1 \cdot (0.5 \cdot h - c') - A_2 \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A_1 \cdot (0.5 \cdot h - c' - X_G)^2 + A_2 \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible

du béton  $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_b$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

- Vérification des sections entièrement comprimées :

Tableau.VIII.10 :

Niveaux	Sollicitations	[bxh]	N [KN]	M [KN.m]	$e_s$ [m]	Obs	$X_G$	$I$ [cm <sup>4</sup> ]	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	observation
<b>III a VII</b>	Nmax	30x30	725.17	1.56	0.002	SEC	0	67500	8.38	15	vérifiée
	Nmin		80.22	7.3	/	/	0	/	/	/	vérifiée
	Mmax		105.16	9.2	/	/	0	/	/	/	vérifiée
<b>RDC,I,II</b>	Nmax	35x35	1190.75	2.19	0.002	SEC	0	125000	10.05	15	vérifiée
	Nmin		571.4	4.88	/	/	0	/	/	/	vérifiée
	Mmax		1097.99	6.43	0.006	SEC	0	125000	9.88	15	vérifiée

- Vérification des sections partiellement comprimées :

Tableau.VIII.11 :

Niveaux	Sollicitations	[bxh]	N [KN]	M [KN.m]	$e_s$ [m]	Obs	$Y_2$ (cm)	$l_c$ (cm)	$Y_1$ (cm)	$(d-Y_1)^2$	$(Y_1-d)^2$	$I$ [cm <sup>4</sup> ]	$b$	$\bar{\sigma}_b$	observation
III a VII	Nmin	30x30	80.22	7.3	0.091	SPC	18.58	5.9	24.48	12.39	12.39	149725.27	0.02	15	vérifiée
	Mmax		105.16	9.2	0.087	SPC	18.92	6.3	25.22	7.73	7.73	162297.52	0.03	15	vérifiée
RDC,I,II	Nmin	35x35	571.4	4.88	0.009	SPC	37.91	16.7	54.61	466.99	466.99	2071522	0.06	15	vérifiée

### VIII-2.6) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

#### VIII-2.6.1) Diamètre des aciers :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Nous adoptons des cadres de section  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

#### VIII-2.6.2) Espacement des armatures :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

#### VIII-2.6.3) Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

#### VIII-2.6.4) Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} , i = \sqrt{\frac{I}{B}} , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :  $l_f = 0,7 \times 3,88 = 2,72 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,72}{0,35} = 7,77 > 5$$

En zone nodale :  $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2$

En zone courante :  $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.58 \text{ cm}^2$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.05 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.58 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

### VIII-3) Ferrailage des voiles :

#### VIII-3.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales, donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

Armatures verticales,

Armatures horizontales ;

Armatures transversales ;

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

Zone I

Zone II

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

#### Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t = L - L_c$

$L_t$  : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

**a) Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  : contraintes de compression

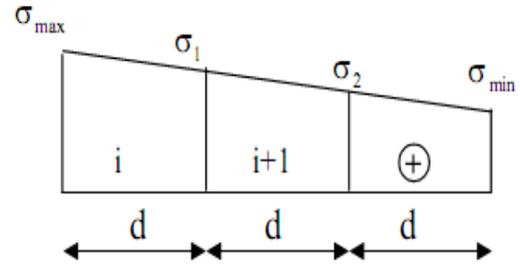


Fig.1 : diagramme d'une section entièrement comprimée

Avec : e : épaisseur du voile

**b) Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot (l_t - d) \cdot e$$

Avec :  $c = l_t - 1$

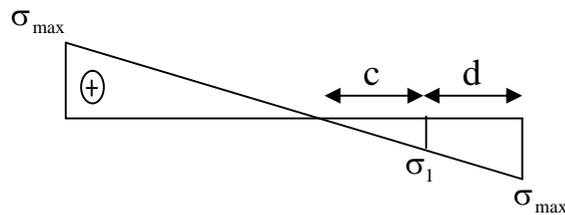


Fig 2 : diagramme d'une section partiellement comprimée

**c) Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  : contraintes de traction

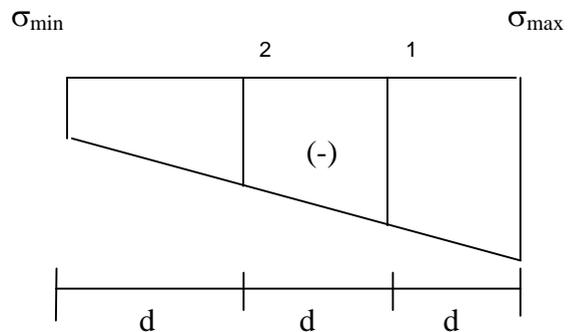


Fig.3 : diagramme d'une section entièrement tendue

### VIII-3.2) Armatures verticales :

#### a) Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}} \quad A_{vi+1} = \frac{N_{i+1} + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : Section du voile

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

#### b) Section partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}} \quad A_{vi+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

#### c) Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 348 MPa

- **Armatures minimales :**

#### a) Compression du béton :

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  avec B : section du béton comprimée

#### b) Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

B : section du béton tendue

- **Exigences de RPA 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donnée comme suit :

Globalement dans la section du voile 15 %

En zone courantes 0.10 %

### VIII-3.3) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 .

$$\text{D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

### VIII-3.3.1) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

### VIII-3.3.2) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 L V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

$L$  : longueur du voile.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### VIII-3.3.3) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

### VIII-3.3.4) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espace des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espace d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

### VIII-3.2.5) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40 pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### VIII-3.2.6) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

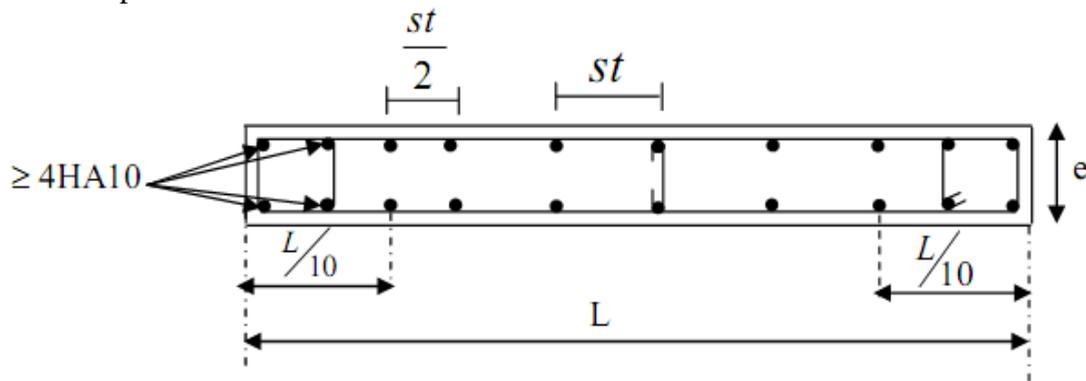


Fig 4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### VIII-3.3) Vérification :

#### VIII-3.3.1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

### VIII-3.3.2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

a) D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

b) D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ;$$

Pour la fissuration préjudiciable

### VIII-3.4) Exemple de calcul :

**Ferraillage du voile  $V_1$  :**  $L=4,1\text{m}$ ,  $e=0,2\text{m}$ ,  $B=0,82\text{m}^2$ ,  $I=1,15\text{m}^4$ .

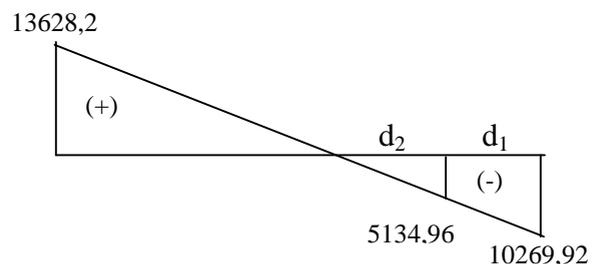
**Zone I :**  $N_{\max}=1376,9\text{KN}$ ,  $M=6695,46\text{KN.m}$ ,  $T=446,13\text{KN}$

**\*Calcul des contraintes:**

$N_{\max}=1376,9\text{KN}$ .

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M V'}{I} = -10269,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M V'}{I} = 13628,21 \text{ KN/m}^2$$



**Diagramme des contraintes**

La section est partiellement comprimée.

➤ **calcul de « L<sub>t</sub> » et « L<sub>c</sub> » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = 2,34\text{m} \Rightarrow L_t = 4,1 - 2,34 = 1,76\text{m}.$$

➤ **Calcul de « d » :**

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} = \min \{ 1,36\text{m}; 1,56\text{m} \} \Rightarrow \text{Nous prendrons } d = L_t/2 = 0,88\text{m}.$$

**Donc : on prend**

$$d_1 = 0,88 \text{ m}$$

➤ **Détermination de « N » :**

▪ **Bande 1 :**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\min}}{L_t} = -5134,96 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = 1357,11 \text{ KN}$$

▪ **Bande 2 :**

$$N_2 = 452,37 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

▪ **Bande 1 :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1357,11}{348} \times 10 = 39,00 \text{ cm}^2.$$

▪ **Bande 2 :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{452,37}{348} \times 10 = 13,00 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,2\% B_t = 7,05 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_1 = 11\text{HA}16 = 22,12 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \Rightarrow S_t = 8\text{cm}.$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_H = \max(A_v/4, 0,15\%B_t) = (5,53, 5,28)/4 = 5,53 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures transversales :** 4 épingles  $\phi 8$  /m<sup>2</sup>.

$$\leq \frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$
$$\leq 2 \text{ cm}$$

➤ **Diamètre minimum :**

❖ **Vérifications :**

• **L'espacement des barres verticales :**

Espacement :

$$S_t \leq \min(1,5 \times e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 8 \text{ cm}$  inférieur à  $30 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte du béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,33 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Selon RPA :**

$$\sigma_b = \frac{1,4.Tu}{b_0.d} = 0,85 \text{ MPa} < 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

**Selon BAEL91 :**

$$\sigma_u = \frac{Tu}{b_0.d} = 0,6 \text{ MPa} < \min\left(\frac{0,15}{b} \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\sigma_u = 0,6 < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

**Remarque:**

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

Tableau.VIII.12 :

VT1,VT2				
Zones		I	II	
caractéristiques géométriques	L [m]		4,1	4,1
	e [m]		0,2	0,2
	B [m <sup>2</sup> ]		0,82	0,82
	I [m <sup>4</sup> ]		1,15	1,15
Solllicitations de calcul	M [KN.m]		6 695,46	4 943,40
	N <sub>max</sub> [KN]		1376,90	1184,32
	N <sub>min</sub> [KN]		1019,98	169,15
	Ns[KN]		1012,20	870,32
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		13628,21	10266,54
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-10269,92	-7377,96
	Nature de la section		SPC	SPC
	L <sub>c</sub> [m]		2,34	2,39
	L <sub>t</sub> [m]		1,76	1,71
	d [m]		0,88	0,86
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-5134,96	-3688,98
	Efforts Normaux	N <sub>1</sub>	1357,11	948,65
		N <sub>2</sub>	452,37	316,22
	T [KN]		446,13	429,43
Ferrailage	A' <sub>1</sub> [cm <sup>2</sup> ]		39,00	27,26
	A' <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]		13,00	9,09
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		12,27	11,81
	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]		7,05	6,86
	A <sub>1</sub> = A' <sub>1</sub> + A <sub>vj</sub> /4		42,06	30,21
	A <sub>2</sub> = A' <sub>2</sub> + A <sub>vj</sub> /4		16,07	12,04
	Choix par nappe	A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	11HA16=22,12	10HA14=15,39
	Espacements	e <sub>1</sub> [cm]	8	8,5
	A. horizontales [cm <sup>2</sup> ]		5,53	5,13
	Choix/ml		4HA14=6,16	4HA14=6,16
	A. transversales		4 épingles φ 8 /m <sup>2</sup>	
vérification des contraintes	Potelets		4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA14 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	τ <sub>b</sub> [MPa]	0,85	0,81
		τ <sub>u</sub> [MPa]	0,60	0,58
	ELS	σ <sub>bc</sub> [MPa]	0,33	0,39

Tableau.VIII.13 :

VT3,VT4				
Zones		I	II	
caractéristiques géométriques	L [m]		2,9	2,9
	e [m]		0,2	0,2
	B [m <sup>2</sup> ]		0,58	0,58
	I [m <sup>4</sup> ]		0,41	0,41
Sollicitations de calcul	M [KN.m]		2 663,45	1 966,48
	N <sub>max</sub> [KN]		1042,40	906,17
	N <sub>min</sub> [KN]		789,90	171,06
	Ns[KN]		766,63	666,26
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		11298,26	8577,15
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-7703,76	-5452,43
	Nature de la section		SPC	SPC
	L <sub>c</sub> [m]		1,72	1,77
	L <sub>t</sub> [m]		1,18	1,13
	d [m]		0,59	0,56
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-3851,88	-2726,21
	Efforts Normaux	N <sub>1</sub>	679,31	460,89
		N <sub>2</sub>	226,44	153,63
	T [KN]		177,47	170,83
Ferrailage	A' <sub>1</sub> [cm <sup>2</sup> ]		19,52	13,24
	A' <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]		6,51	4,41
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		4,88	4,70
	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]		4,70	4,51
	A <sub>1</sub> = A' <sub>1</sub> +A <sub>vj</sub> /4		20,74	14,42
	A <sub>2</sub> = A' <sub>2</sub> +A <sub>vj</sub> /4		7,73	5,59
	Choix par nappe	Av[cm <sup>2</sup> ]	7HA14=10,78	5HA14=7,70
	Espacements	e[cm]	8	11
	A. horizontales [cm <sup>2</sup> ]		3,54	3,39
	Choix/ml		4HA12=4,52	4HA12=4,52
	A. transversales		4 épingles φ 8 /m <sup>2</sup>	
vérification des contraintes	Potelets		4HA14 + cadre HA8, St=10cm	4HA14 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	τ <sub>b</sub> [MPa]	0,48	0,46
		τ <sub>u</sub> [MPa]	0,34	0,33
	ELS	σ <sub>bc</sub> [MPa]	0,48	0,56

Tableau.VIII.14 :

VT5,VT6				
Zones		I	II	
caractéristiques géométriques	L [m]		3,4	3,4
	e [m]		0,2	0,2
	B [m <sup>2</sup> ]		0,68	0,68
	I [m <sup>4</sup> ]		0,66	0,66
Sollicitations de calcul	M [KN.m]		3 784,39	2 794,09
	N <sub>max</sub> [KN]		1141,93	982,26
	N <sub>min</sub> [KN]		846,00	140,64
	Ns[KN]		839,44	721,80
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		11500,39	8695,60
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-8141,77	-5806,60
	Nature de la section		SPC	SPC
	L <sub>c</sub> [m]		1,99	2,04
	L <sub>t</sub> [m]		1,41	1,36
	d [m]		0,70	0,68
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-4070,88	-2903,30
	Efforts Normaux	N <sub>1</sub>	860,57	592,86
		N <sub>2</sub>	286,86	197,62
T [KN]		252,16	242,72	
Ferrailage	A' <sub>1</sub> [cm <sup>2</sup> ]		24,73	17,04
	A' <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]		8,24	5,68
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		6,93	6,67
	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]		5,64	5,45
	A <sub>1</sub> = A' <sub>1</sub> + A <sub>vj</sub> /4		26,46	18,70
	A <sub>2</sub> = A' <sub>2</sub> + A <sub>vj</sub> /4		9,98	7,35
	Choix par nappe	A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	9HA14=13,85	6HA14=9,24
	Espacements	e[cm]	7,5	11
	A. horizontales [cm <sup>2</sup> ]		4,23	4,08
	Choix/ml		4HA12=4,52	4HA12=4,52
	A. transversales		4 épingles $\phi$ 8 /m <sup>2</sup>	
vérification des contraintes	Potelets		4HA14 + cadre HA8, St=10cm	4HA14 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	$\tau_b$ [MPa]	0,58	0,56
		$\tau_u$ [MPa]	0,41	0,40
	ELS	$\sigma_{bc}$ [MPa]	0,42	0,52

Tableau.VIII.15 :

VL1,VL3				
Zones		I	II	
<b>caractéristiques géométriques</b>	L [m]		2,6	2,6
	e [m]		0,2	0,2
	B [m <sup>2</sup> ]		0,52	0,52
	I [m <sup>4</sup> ]		0,29	0,29
<b>Sollicitations de calcul</b>	M [KN.m]		4 400,43	3 248,92
	N <sub>max</sub> [KN]		570,79	484,59
	N <sub>min</sub> [KN]		416,31	69,54
	N <sub>s</sub> [KN]		421,24	357,53
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		20626,21	15350,19
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-18430,86	-13486,38
	Nature de la section		SPC	SPC
	L <sub>c</sub> [m]		1,37	1,38
	L <sub>t</sub> [m]		1,23	1,22
	d [m]		0,61	0,61
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-9215,43	-6743,19
	Efforts Normaux	N <sub>1</sub>	1696,00	1229,93
		N <sub>2</sub>	565,33	409,98
	T [KN]		293,21	282,23
<b>Ferraillage</b>	A' <sub>1</sub> [cm <sup>2</sup> ]		48,74	35,34
	A' <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]		16,25	11,78
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		8,06	7,76
	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]		4,91	4,86
	A <sub>1</sub> = A' <sub>1</sub> + A <sub>vj</sub> /4		50,75	37,28
	A <sub>2</sub> = A' <sub>2</sub> + A <sub>vj</sub> /4		18,26	13,72
	Choix par nappe	A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	8HA20=25,13	6HA20=18,85
	Espacements	e[cm]	7,5	10
	A. horizontales [cm <sup>2</sup> ]		6,28	4,71
	Choix/ml		5HA14=7,69	5HA12=5,65
	A. transversales		4 épingles $\phi$ 8 /m <sup>2</sup>	
<b>vérification des contraintes</b>	Potelets		4HA20 + cadre HA8, St=10cm	4HA20+ cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	$\tau_b$ [MPa]	0,88	0,84
		$\tau_u$ [MPa]	0,63	0,60
	ELS	$\sigma_{bc}$ [MPa]	0,13	0,15

Tableau.VIII.16 :

VL2				
Zones		I	II	
caractéristiques géométriques	L [m]		2,8	2,8
	e [m]		0,2	0,2
	B [m <sup>2</sup> ]		0,56	0,56
	I [m <sup>4</sup> ]		0,37	0,37
Sollicitations de calcul	M [KN.m]		5 614,53	4 145,32
	N <sub>max</sub> [KN]		548,32	463,36
	N <sub>min</sub> [KN]		397,66	66,37
	N <sub>s</sub> [KN]		405,32	342,46
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		22463,31	16689,62
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-20505,03	-15034,77
	Nature de la section		SPC	SPC
	L <sub>c</sub> [m]		1,46	1,47
	L <sub>t</sub> [m]		1,34	1,33
	d [m]		0,67	0,66
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-10252,51	-7517,38
	Efforts Normaux	N <sub>1</sub>	2054,90	1496,30
		N <sub>2</sub>	684,97	498,77
	T [KN]		374,1	360,1
Ferrailage	A' <sub>1</sub> [cm <sup>2</sup> ]		59,05	43,00
	A' <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]		19,68	14,33
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		10,29	9,90
	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]		5,34	5,31
	A <sub>1</sub> = A' <sub>1</sub> + A <sub>vj</sub> /4		61,62	45,47
	A <sub>2</sub> = A' <sub>2</sub> + A <sub>vj</sub> /4		22,25	16,81
	Choix par nappe	A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	10HA20=30,42	8HA20=25,13
	Espacements	e[cm]	6,5	8
	A. horizontales [cm <sup>2</sup> ]		7,60	6,28
	Choix/ml		5HA14=7,7	5HA14=7,7
	A. transversales		4 épingles φ 8 /m <sup>2</sup>	
vérification des contraintes	Potelets		4HA20+ cadre HA8, St=10cm	4HA20 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	τ <sub>b</sub> [MPa]	1,04	1,00
		τ <sub>u</sub> [MPa]	0,74	0,71
	ELS	σ <sub>bc</sub> [MPa]	0,11	0,11

Tableau.VIII.17 :

VL4, VL5, VL6, VL7				
Zones		I	II	
caractéristiques géométriques	L [m]		2,6	2,6
	e [m]		0,2	0,2
	B [m <sup>2</sup> ]		0,52	0,52
	I [m <sup>4</sup> ]		0,29	0,29
Sollicitations de calcul	M [KN.m]		4 511,39	3 330,85
	N <sub>max</sub> [KN]		570,79	484,59
	N <sub>min</sub> [KN]		416,31	69,54
	N <sub>s</sub> [KN]		421,24	357,53
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		21118,63	15713,78
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-18923,29	-13849,97
	Nature de la section		SPC	SPC
	L <sub>c</sub> [m]		1,37	1,38
	L <sub>t</sub> [m]		1,23	1,22
	d [m]		0,61	0,61
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-9461,64	-6924,99
	Efforts Normaux	N <sub>1</sub>	1743,87	1265,24
		N <sub>2</sub>	581,29	421,75
	T [KN]		300,6	289,35
Ferrailage	A' <sub>1</sub> [cm <sup>2</sup> ]		50,11	36,36
	A' <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]		16,70	12,12
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		8,27	7,96
	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]		4,91	4,87
	A <sub>1</sub> = A' <sub>1</sub> + A <sub>vj</sub> /4		52,18	38,35
	A <sub>2</sub> = A' <sub>2</sub> + A <sub>vj</sub> /4		18,77	14,11
	Choix par nappe	A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	9HA20=28,27	7HA20=21,99
	Espacements	e[cm]	6,5	8,5
	A. horizontales [cm <sup>2</sup> ]		7,06	5,49
	Choix/ml		5HA14=7,7	4HA14=6,16
	A. transversales		4 épingles φ 8 /m <sup>2</sup>	
vérification des contraintes	Potelets		4HA20 + cadre HA8, St=10cm	4HA20 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	τ <sub>b</sub> [MPa]	0,90	0,87
		τ <sub>u</sub> [MPa]	0,64	0,62
	ELS	σ <sub>bc</sub> [MPa]	0,12	0,13

## **IX) Étude de l'infrastructure :**

### **IX.1) Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

#### **- Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sol de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

#### **- Fondations profondes :**

Utilisées pour des sol ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### **IX.2) Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### **IX.3) Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

## IX.4) Dimensionnement :

### IX.4.1) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

$\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	421,24	2,6	0,81	2,11
VL2	405,32	2,8	0,72	2,03
VL3	421,24	2,6	0,81	2,11
VL4	421,24	2,6	0,81	2,11
VL5	421,24	2,6	0,81	2,11
VL6	421,24	2,6	0,81	2,11
VL7	421,24	2,6	0,81	2,11
				14,66

Tableau IX.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	1012,2	4,1	1,23	5,06
VT2	1013,47	4,1	1,24	5,07
VT3	766,63	2,8	1,37	3,83
VT4	766,63	2,8	1,37	3,83
VT5	839,44	3,4	1,23	4,2
VT6	839,44	3,4	1,23	4,2
				26,19

$$S_v = \sum S_i = 40,85 \text{ m}^2$$

Avec :

$S_v$  : Surface totale sous voiles.

### IX.4.2) Semelles filantes sous poteaux :

Tableau IX.3 Surface de semelles filantes sous poteaux :

POT	G+Q (KN)	Ni total (KN)	Mi (KN.m)	Mtotal (KN.m)	ei (m)	Nixei (KN.m)
1	1027,47	4095,58	3,91	-3,11	6,58	6760,75
2	1190,75		1,59		2,08	2476,76
3	1097,99		-4,67		-2,72	-2986,53
4	779,37		-3,94		-6,52	-5081,49
						1169,49

La charge totale transmise par les poteaux :  $N_t = 4095,58 \text{ KN}$ .  
Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0,28m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,28m < \frac{L}{6} = \frac{13,1}{6} = 2,18m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4095,58}{13,1} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,28}{13,1}\right) = 272,55 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4095,58}{13,1} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,28}{13,1}\right) = 352,73 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4095,58}{13,1} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,28}{13,1}\right) = 332,69 \text{ KN/m}^2$$

#### ➤ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{332,69}{200} = 1,66m \approx 1,7m$$

On aura donc,  $S = 1,70 \times 13,5 = 22,95 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 22,95 \times 6 + 40,85 = 178,55 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

## Remarque :

Etant donné que les résultats obtenus des semelles de largeur importante, impliquant directement le chevauchement entre elles, et qu'elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 13,5 \times 21,6 = 291,6 m^2$
- La surface totale des semelles filantes :  $S_t = 178,55 m^2$  (61,23%)

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

On opte pour un radier général.

## IX.5) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

### IX.5.1) Calcul du radier général:

#### IX.5.1.1) Pré dimensionnement du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé.

- **La hauteur du radier :**

#### a . selon la condition d'épaisseur minimale :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25cm$$

$$h \geq \frac{480}{20} = 24cm \quad \text{Soit } h = 30cm$$

#### b. Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0,6 \leq h \leq 0,96 \quad \text{Soit } h = 80cm$$

### c. Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,99 \text{ m}$$

On prend  $h = 100$  cm

#### • Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

#### • Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_n = 70 \text{ cm}$$

#### Conclusion :

D'après les calculs précédentes on adopte le dimensionnement suivant :

$h = 100$  cm (hauteur du radier )

$h_n = 70$  cm (hauteur de la nervure)

$h_d = 30$  cm (hauteur de la dalle)

$b = 35$  cm (largeur de la nervure)

### IX.5.1.2) Détermination des efforts:

Charges permanentes  $G = 28203,47 \text{ KN}$   
Surcharges d'exploitation  $Q = 3365,43 \text{ KN}$

### IX.5.1.3) Combinaisons d'actions:

ELU:  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 43122,83 \text{ KN}$   
ELS:  $N_s = G + Q = 31568,9 \text{ KN}$

### IX.5.1.4) Détermination de la surface nécessaire du radier:

ELU:  $S_{\text{radier}} \geq N_u / (1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}) = 162,12 \text{ m}^2 = S_1$   
ELS:  $S_{\text{radier}} \geq N_s / (1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}) = 118,68 \text{ m}^2 = S_2$

$S_{\text{batiment}} = 291,6 \text{ m}^2 > \max(S_1, S_2)$

$\Rightarrow$  Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $L_d$  tel que  $L_d \geq (\frac{h}{2}, 30\text{cm})$

$\Rightarrow$  On prend  $L_d = 50 \text{ cm}$ .

$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 291,6 + 37,1 = 328,7 \text{ m}^2$

### Charges permanente :

$G_{\text{infrastructure}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)}$   
 $\Rightarrow G_{\text{infrastructure}} = 2465,25 + 1022,39 + 2718,91 = 6206,55 \text{ KN}$

$G_T = G_{\text{infrastructure}} + G_{\text{bat}} = 6206,55 + 28203,47 = 34410,02 \text{ KN}$

$$G_{\text{tot}} = 34410,02 \text{ KN}$$

### Surcharge d'exploitation :

$Q_{\text{Total}} = Q_{\text{superstructure}} + Q_{\text{infrastructure}}$

$Q_{\text{Total}} = 3365,43 + 3,5 \times 328,7 = 4515,88 \text{ KN}$

$$Q_{\text{tot}} = 4515,88 \text{ KN}$$

### IX.5.1.5) Combinaison d'actions :

A l'ELU :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 34410,02 + 1,5 \times 4515,88 = 53227,35 \text{ KN}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 34410,02 + 4515,88 = 38925,90 \text{ KN}$

$N_u = 53227,35 \text{ KN}$

$N_s = 38925,90 \text{ KN}$

### IX.5.1.6) Vérifications:

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \text{et} \quad d = 0,9 h_d = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_{u \max} = N_u b L_{\max} / 2 S_{\text{rad}} = 388,64 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 1,44 \text{ Mpa} < 2,5 \text{ MPa}$$

⇒ condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort de sous pression:**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G_T \geq \alpha S_{\text{rad}} \gamma_w Z \Rightarrow 1,5 \times 328,7 \times 10 \times 1 = 4930,5 \text{ KN}$$

$\alpha$  : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

Z : profondeur de l'infrastructure.

$$G_T = 34410,02 \text{ KN} > 4930,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

### Calcul du CDG du radier et ces moments d'inertie:

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont:

$$X_G = 10,80 \text{ m}$$

$$Y_G = 6,75 \text{ m}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont:

$$I_x = 4428,67 \text{ m}^4$$

$$I_y = 11337,41 \text{ m}^4$$

- **Vérification de la stabilité du radier:**

Elle consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier sollicité par les efforts suivants:

-Efforts normaux dûs aux charges verticales.

-Effort de renversement dû au séisme.

$$M = M_0 + T_0 h$$

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure.

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{avec} \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M V}{I}$$

Nous devons vérifier que:

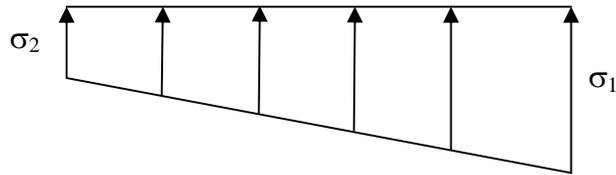


Figure IX.1 Diagramme des contraintes

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

➤ **Sens longitudinal**

- A l'ELU

$$M_x = 32219,56 + 2146,56 \times 1,00 = 34366,12 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{53227,35}{328,7} + \frac{34366,12}{11337,41} \times 10,8 = 194,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{52896,5}{328,7} - \frac{34366,12}{11337,41} \times 10,8 = 129,20 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 194,67 + 129,20}{4} = 178,3 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- A l'ELS

$$N_s = 38682,97 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{38925,9}{328,7} + \frac{34366,12}{11337,41} \times 10,8 = 151,16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{38925,9}{328,7} - \frac{34366,12}{11337,41} \times 10,8 = 85,69 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 151,16 + 85,69}{4} = 134,79 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal :**

- A l'ELU

$$M_y = 29199,01 + 1945,58 \times 1 = 31144,59 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{53227,35}{328,7} + \frac{31144,59}{4428,67} \times 6,75 = 209,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{53227,35}{328,7} - \frac{31144,59}{4428,67} \times 6,75 = 114,46 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 209,4 + 114,46}{4} = 185,66 \text{ KN/m}^2 ; 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- A l'ELS

$$N_s = 38682,5 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{38925,9}{328,7} + \frac{31144,59}{4428,67} \times 6,75 = 165,89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{38925,9}{328,7} - \frac{31144,59}{4428,67} \times 6,75 = 70,95 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 165,89 + 70,95}{4} = 142,15 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au poinçonnement :** (art A.5.2 4 BAEL91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

$N_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$h$  : épaisseur totale du radier.

**.Vérification pour les poteaux:**

$$\mu_c = 2(a+b+2h) = 2(0,35+0,35+2*1) = 5,4 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow 0,045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b = 4050 \text{ KKN.}$$

$$N_u = 1646,85 < 4050 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

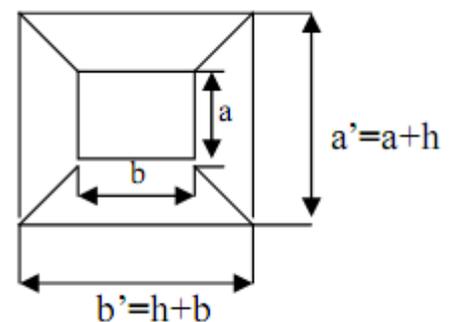


Figure IX.2

### .Vérification pour les voiles:

Nous considérons une bande de voile de largeur  $b=1\text{m}$ . ( $e=0,2\text{m}$ )

$$N_u = 1378,80 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(e+b+2h) = 2(0,2+1+2*1) = 6,4 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow 0,045\mu_c h f_{c28} / \gamma_b = 4800 \text{ KN}$$

$N_u = 1378,8 \text{ KN} < 4800 \text{ KN} \Rightarrow$  condition vérifiée.

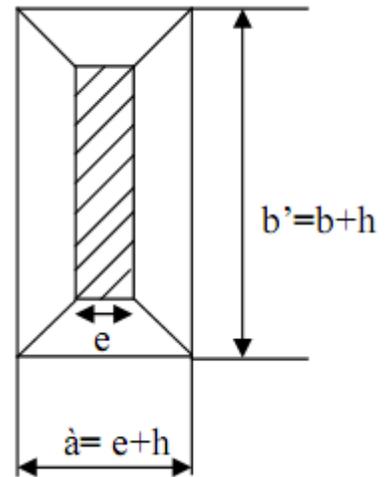


Figure IX.3

### IX.5.2) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

#### IX.5.2.1) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

##### 1<sup>er</sup> Cas :

Si  $\alpha < 0,4$  la dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

##### 2<sup>eme</sup> Cas :

Si  $0,4 \leq \alpha \leq 1$  la dalle travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

#### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour le calcul de panneau le plus sollicité.

### IX.5.2.2) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,1}{4,4} = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,841 \end{cases}$$

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 185,66 - \frac{34410,02}{328,7} \times 1 = 90,97 \text{ KN / ml}$$

- A l'ELS

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 142,15 - \frac{34410,02}{328,7} \times 1 = 37,46 \text{ KN / ml}$$

### IX.5.2.3) Calcul à l'ELU :

#### 1. Evaluation des moments $M_x$ , $M_y$ :

On obtient :

$$M_x = 0,0428 \times 90,97 \times 4,1^2 = 65,45 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,841 \times 65,45 = 55,04 \text{ KN.m}$$

#### Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0,3) aux appuis et (0,85) en travée.

#### 2. Ferrailage dans le sens x-x :

##### Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 65,45$$

$$M_{ua} = -32,73 \text{ KN.m}$$

##### Moments en travée

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 65,45$$

$$M_{ut} = 49,09 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32,73 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,032 \rightarrow \beta_u = 0,984$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{32,73 \times 10^6}{0,984 \times 270 \times 348} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit:  $4HA12 / \text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de 25 cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{49,09 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,20} = 0,047 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,047 \rightarrow \beta_u = 0,975$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49,09 \times 10^6}{0,975 \times 270 \times 348} = 5,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 5,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit:  $5HA12 / \text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

avec un espacement de 20 cm

### 3. Ferrailage dans le sens y-y :

#### Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot 54,04$$

$$M_{ua} = -27,52 \text{ KN.m}$$

#### Moments en travée

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 54,04$$

$$M_{ut} = 41,28 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27,52 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,027 \rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,52 \times 10^6}{0,986 \times 270 \times 348} = 2,97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 2,97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit:  $3HA12 / \text{ml} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

avec un espacement de 35 cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{41,28 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,039 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,039 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{41,28 \times 10^6}{0,981 \times 270 \times 348} = 4,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 4,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 4 \text{ HA12} / \text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec un éspacement de } 25 \text{ cm}$$

#### IX.5.2.4) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - L_x / L_y}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,93}{2} = 2,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Aux appuis :**  $A_{ua}^x = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$   
 $A_{ua}^y = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

**En travée :**  $A_{ua}^x = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$   
 $A_{ua}^y = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

#### IX.5.2.5) Calcul à l'ELS :

##### 1. Evaluation des moments $M_x$ , $M_y$ :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,0428 \times 37,46 \times 4,1^2 = 26,95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,849 \times 26,95 = 22,67 \text{ KN.m}$$

- **Sens x-x :**

##### Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 26,95$$

$$M_{sa} = -13,48 \text{ KN.m}$$

##### Moments en travée

$$M_{st} = (0,75) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,75) \times 26,95$$

$$M_{st} = 20,21 \text{ KN.m}$$

- Sens y-y :

### Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 22,67$$

$$M_{sa} = -11,33 \text{ KN.m}$$

### Moments en travée

$$M_{st} = (0,75) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,75) \times 22,67$$

$$M_{st} = 16,99 \text{ KN.m}$$

## 2. Vérification des contraintes dans le béton :

Tableau. IX.4 :

sens	zone	Ms [KN]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		α	β	K	σ <sub>bc</sub> [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ <sub>st</sub> [MPa]	Observation
X-X	appuis	13,48	4,52	0,167	0,201	0,933	0,017	1,99	15	118,39	Vérifiée
	travees	20,21	5,65	0,209	0,222	0,926	0,019	2,72	15	143,07	Vérifiée
Y-Y	appuis	11,33	3,39	0,126	0,177	0,941	0,014	1,89	15	131,55	Vérifiée
	travees	16,99	4,52	0,167	0,201	0,933	0,017	2,50	15	149,21	Vérifiée

### IX.5.3) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure IX.3. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

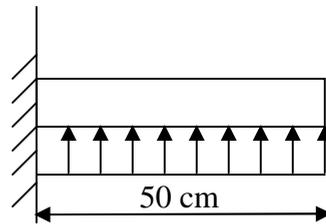


Figure IX.4 Schéma statique du débord

#### 1. Sollicitation de calcul :

- A l'ELU

$$P_u = 90,97 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-90,97 \times 0,5^2}{2} = -11,37 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS

$$P_s = 37,46 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-37,46 \times 0,5^2}{2} = -4,68 \text{ KN.m}$$

## 2. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,37 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,20} = 0,011 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,011 \rightarrow \beta_u = 0,994$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,37 \times 10^6}{0,994 \times 270 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 1,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

## 3. Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 270 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>/ml

## 4. Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 35 \text{ cm}$$

## 5. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 3 HA10} = 2,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = 35 \text{ cm}$$

## 6. Vérification à l'ELS :

Tableau. IX.5 :

M <sub>s</sub> [KN]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		α	β	K	σ <sub>bc</sub> [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ <sub>st</sub> [MPa]	Observation
4,68	3,26	0,121	0,174	0,942	0,014	0,79	15	56,44	Vérifiée

**Remarque :** on adopte le même ferrailage pour le débord et la dalle.

## IX.5.4) Ferrailage des nervures :

### IX.5.4.1) Calcul des sollicitations :

$$q_u = 90,97 \times 4,1 = 372,98 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 37,46 \times 4,1 = 153,58 \text{ KN/ml}$$

#### .Détermination des efforts:

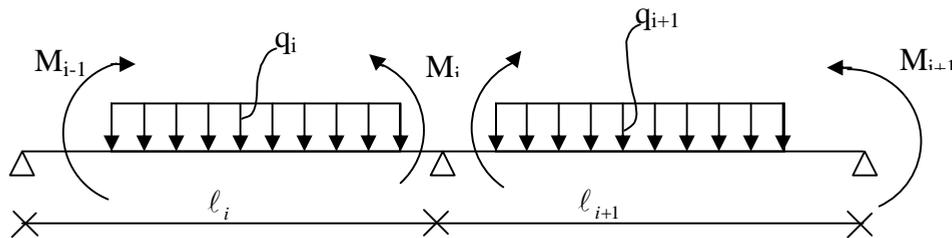
Pour le calcul des efforts, on utilisera la méthode des trois moments

### IX.5.4.2) Exposition de la méthode des trois moments :

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

#### ➤ Pour l'appui :

$$M_{i-1} \ell_i + 2M_i (\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1} \ell_{i+1} = -\left(\frac{q_i \ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \ell_{i+1}^3}{4}\right)$$



#### ➤ Pour la travée:

$$M(x) = \mu(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \frac{x}{L_i}$$

$\mu(x)$ : le moment de même travée considérée isostatique.

### IX.5.4.3) Calcul à l'ELU :

#### a) Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

- $i=0$  :  $8,2M_0 + 4,1 M_1 = -6428,54$
- $i=1$  :  $4,1M_0 + 17M_1 + 4,4M_2 = -14369,52$
- $i=2$  :  $3,4M_1 + 15,6M_2 + 3,4M_3 = -11607,88$
- $i=3$  :  $3,4M_2 + 6,8M_3 = -3664,9$

**Remarque :** Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de  $1/3$  pour le moment en travée.
- ❖ Diminution de  $1/3$  pour le moment aux appuis.

La résolution du système nous donne :

$$M_0 = -324,45 \text{ KN.m} \quad M_1 = -396,39 \text{ KN.m} \quad M_2 = -343,37 \text{ KN.m} \quad M_3 = -187,62 \text{ KN.m}$$

### b) Calcul des moments en travée:

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (\ell_i - x) + M_i \left(1 - \frac{x}{\ell_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{\ell_i} .$$

x : la position du point dont le moment est maximal.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell} .$$

Tableau. IX.6 :

	m	KN/ml	KN.m		m	KN.m
Travées	L	ELU	Mw	Me	x	Mt
A*B	4,1	372,98	-486,68	-594,58	1,98	325,36
B*C	4,4	372,98	-594,58	-515,06	2,25	464,31
C*D	3,4	372,98	-515,06	-281,43	1,88	196,05

### c) Calcul des efforts tranchants :

$$V_u(x) = \left(\frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x\right) - \frac{M_i - M_{i+1}}{\ell_i} .$$

$$\begin{cases} T(x=0) = \left(372,98\left(\frac{4,1}{2} - 0\right)\right) - \frac{-324,45 + 396,39}{4,1} = 747,06 \text{ KN} \\ T(x=4,1) = \left(372,98\left(\frac{4,1}{2} - 4,1\right)\right) - \frac{-324,45 + 396,39}{4,1} = -782,16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x=0) = \left(372,98\left(\frac{4,4}{2} - 0\right)\right) - \frac{-396,39 + 343,37}{4,4} = 832,61 \text{ KN} \\ T(x=4,4) = \left(372,98\left(\frac{4,4}{2} - 4,4\right)\right) - \frac{-396,39 + 343,37}{4,4} = -808,51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x=0) = \left(372,98\left(\frac{3,4}{2} - 0\right)\right) - \frac{-343,37 + 187,62}{3,4} = 679,87 \text{ KN} \\ T(x=3,4) = \left(372,98\left(\frac{3,4}{2} - 3,4\right)\right) - \frac{-343,37 + 187,62}{3,4} = -588,26 \text{ KN} \end{cases}$$

## Les diagrammes des efforts internes a l'ELU

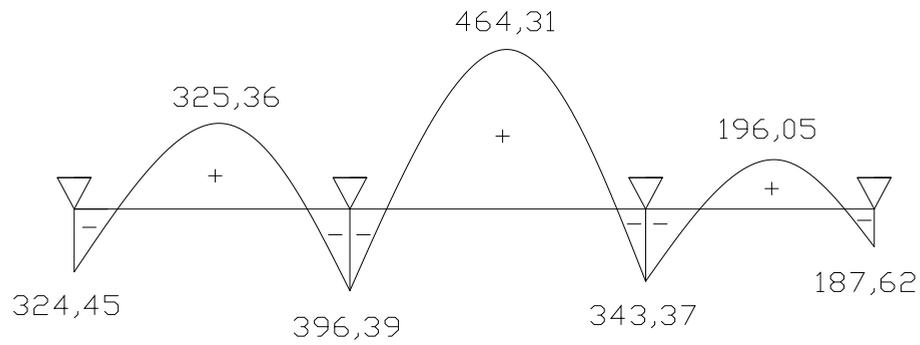


Diagramme des moments flechissant(KN.m)

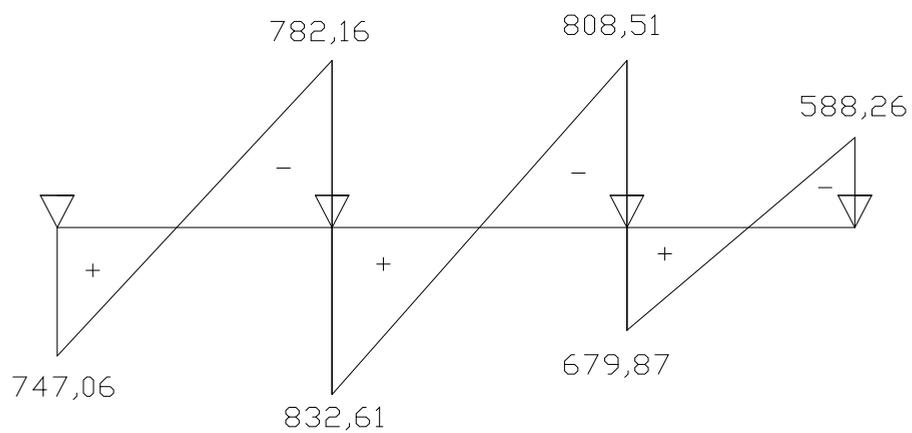


Diagramme des efforts tranchants(KN)

## Les diagrammes des efforts internes a l'ELS

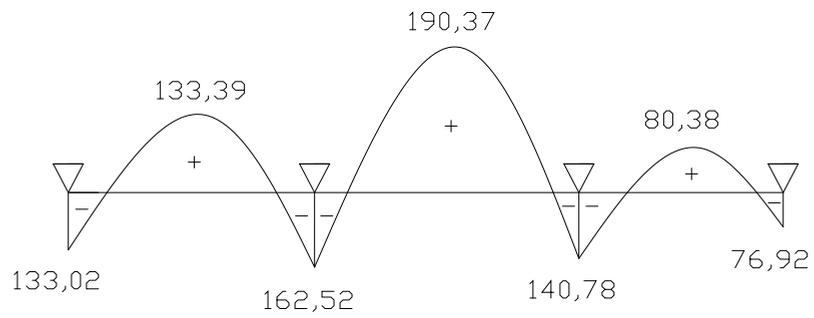


Diagramme des moments flechissant(KN.m)

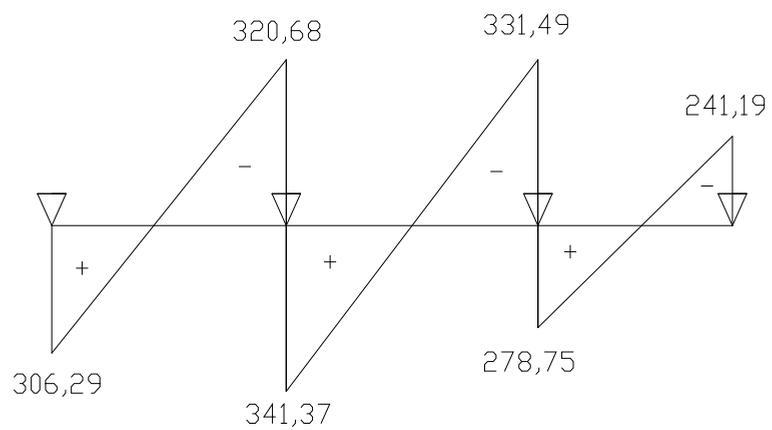


Diagramme des efforts tranchants(KN)

#### IX.5.4.4) Ferrailage à l'ELU:

##### a. Le ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 464,31 \text{ KN.m} \quad M_a^{\max} = 396,39 \text{ KN.m}$$

$$b = 35 \text{ cm} ; \quad d = 97 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau. IX.7 :

Niveaux	$M_u$ [KN.m]	$\mu_b$	$\beta$	As [cm <sup>2</sup> ]	choix	As adopté [cm <sup>2</sup> ]
travées	464,31	0,099	0,948	14,51	3HA20+3HA16	15,45
appuis	396,39	0,085	0,955	12,30	3HA20+3HA16	15,45

##### b. Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ m} * 1,00} = 3 \text{ cm}^2$$

Soit donc 2HA14

#### IX.5.4.5) Vérification à l'ELU :

##### 1. Vérification de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 4,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

##### 2. Armatures transversales :

##### Espacement des armatures :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit  $\phi = 8 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 25 ; 19,2 \}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante.

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 1,57 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (1 cadre et un étrier)

### 3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 832,61 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{832,61 \times 10^3}{350 \times 970} = 2,45 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 4. Vérification à l'ELS :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{153,58}{372,98} = 0,41.$$

Tableau. IX.8 :

zone	Ms [KN]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		α	β	K	σ <sub>bc</sub> [MPa]	[MPa]	σ <sub>st</sub> [MPa]	Observation
appuis	190,37	15,45	0,455	0,306	0,898	0,029	4,16	15	141,45	Vérifiée
travées	162,52	15,45	0,455	0,306	0,898	0,029	3,55	15	120,76	Vérifiée

## I) LES ETAPES DE MODELISATION:

- 

### Choix des unités :

Au bas de l'écran il faut sélectionner l'unité (KN.m) comme unité de base pour les forces et déplacements.

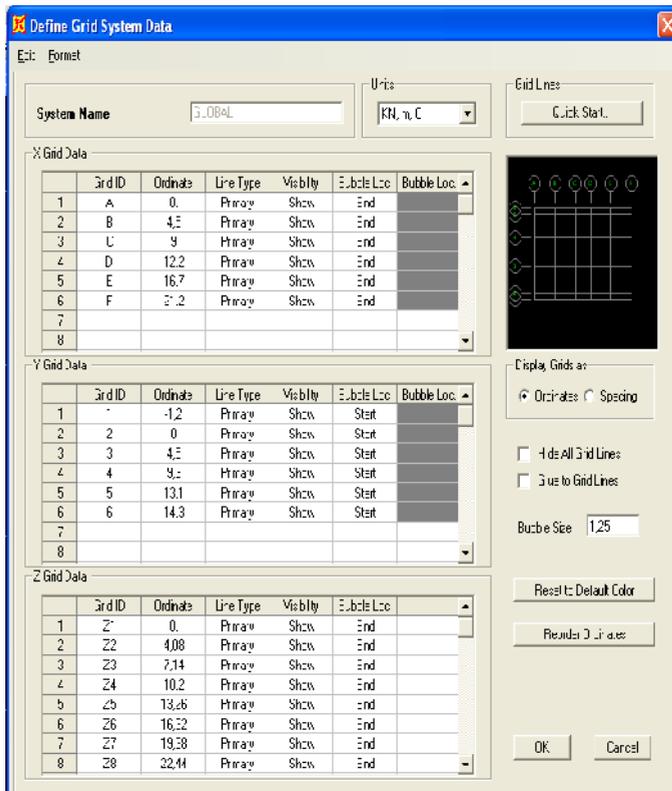
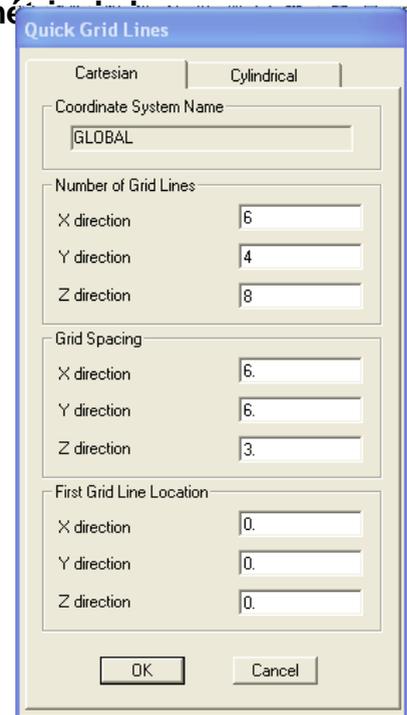
- 

### Géométrie

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, sélectionner File.  
 puis New model grid only OK →  
 puis define coordinate systems/girds modify/show system.

Introduire les axes, et les distances entre elles,  
 suivant les trois directions.

Après avoir remplir la boîtier, appuyer sur **OK**.

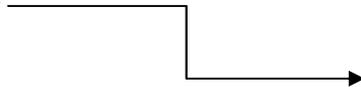


- **Propriétés mécaniques (matériaux) :**

Pour l'ajout d'un nouveau matériau.  
Cliquez sur Define Materials.

une boîte de dialogue apparaît,  
cliquez sur Add new materials.

pour modifier les caractéristiques du béton :  
sélectionner concrete  
puis on fait introduire les caractéristiques  
du béton.



- **Définition des sections :**

Dans le menu déroulant choisir :  
Define section properties

Frame sections add new property  
concrete

Comme nos sections sont rectangulaires  
on choisit dans la liste d'ajout de section :  
Add Rectangular.

- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

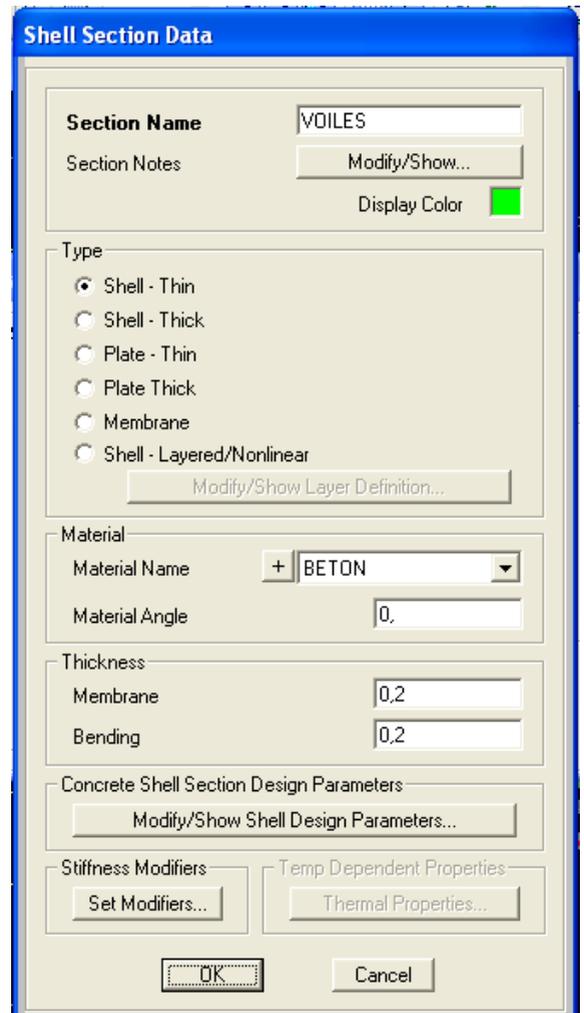
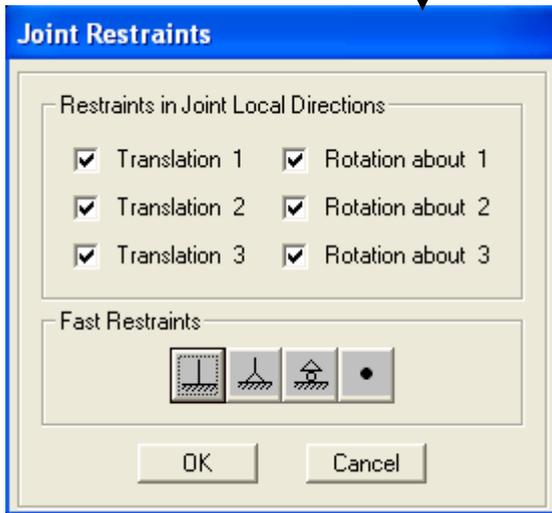
Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clique suffira pour le tracer).

pour affecter la section du voile, sélectionner le voile et cliquer sur  Puis sélectionner la section du voile  valider (OK).

- **Appuis :(restraints)**

Cliquer sur le plan xy puis sélectionner tous les nœuds à la base de la structure .

Attribuer des appuis (**restraint**) pour la structure, cliquer sur le menu **assign** puis **joint** et **Restraint**.

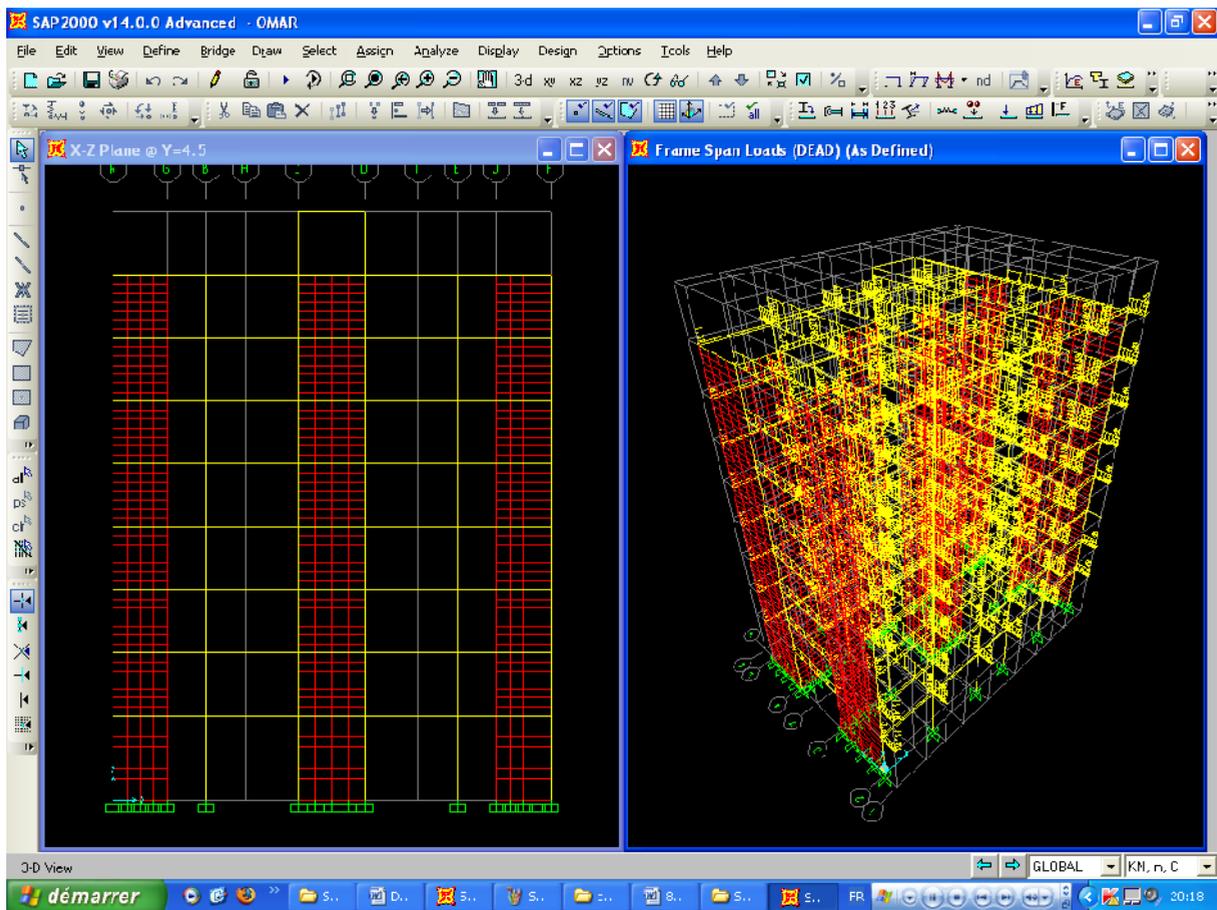
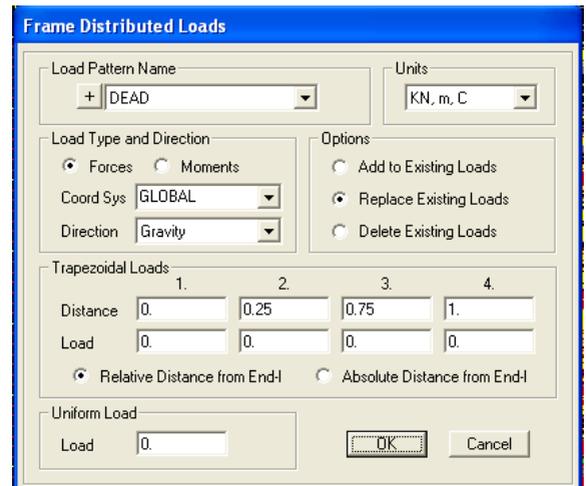


- **Chargement :**

Après la sélection de l'élément à charger,  
on clique sur  qui se trouve dans la barre  
d'outils flottante.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît

On aura à spécifier Le nom et la valeur de la charge. →



- **Introduction des combinaisons d'actions :**

Pour introduire les combinaisons d'actions : **define load combinations add new combo.**  
 Introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple à l'ELU : ELU (1.35G+1.5Q)

Choisir **G** dans **Case Name** et introduire **1.35** dans **Scale Factor** et cliquer **Add**

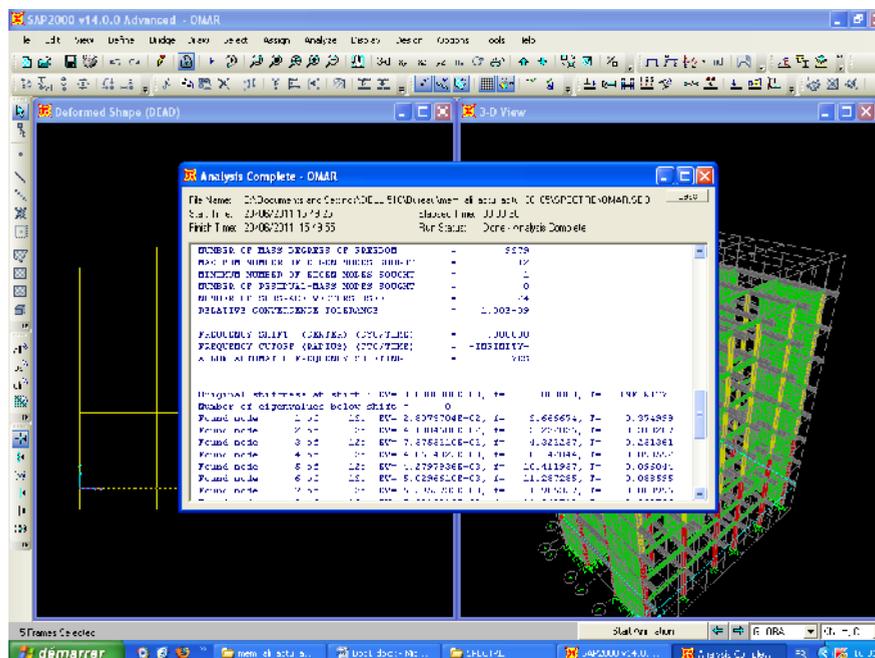
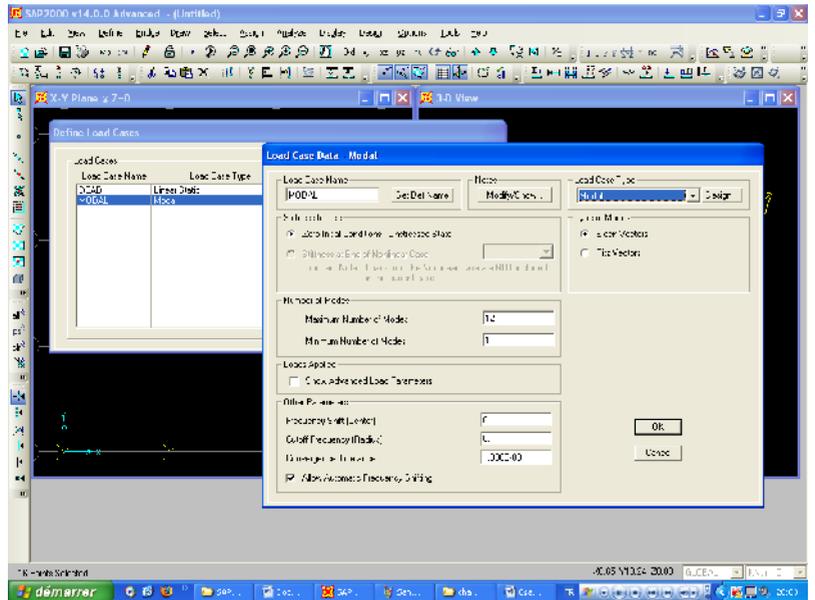
Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire **1.5** dans **Scale Factor** et cliquer **Add**

Valider avec **Ok** et revenir à la fenêtre **Define-load Combinations**

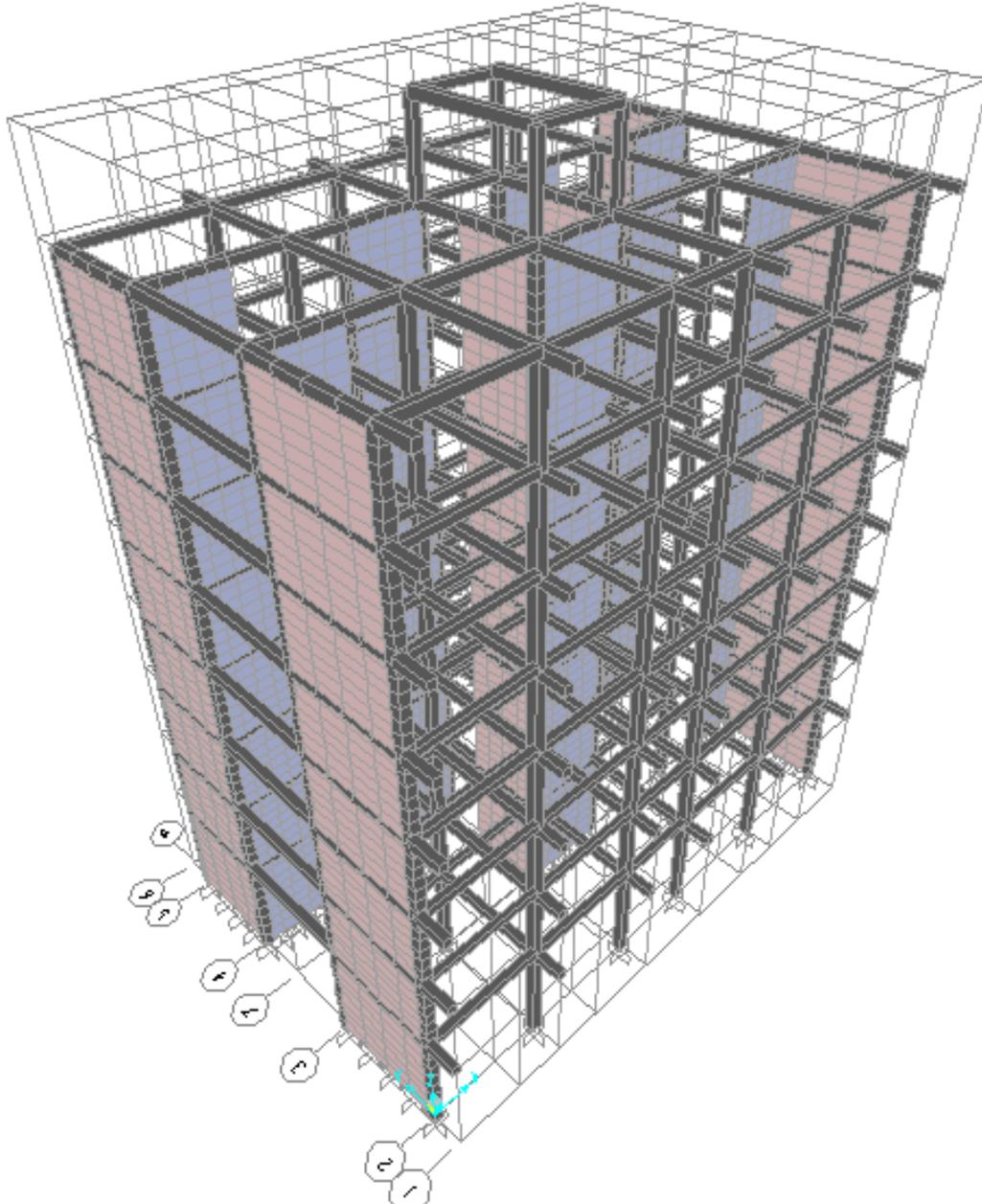
Refaire les mêmes étapes pour définir d'autres combinaisons.

- **L'analyse :**

Consiste à démarrer l'exécution du problème. Mais avant de commencer, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes propres à prendre en considération, et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.



**Vue finale de la structure :**



## II) LES RESULTATS :

Les périodes :

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.374999	0.80903	5.219E-20	1.053E-18
MODAL	Mode	2	0.310287	0.80903	0.76871	0.00005502
MODAL	Mode	3	0.231361	0.80913	0.76871	0.00005502
MODAL	Mode	4	0.098592	0.81613	0.76871	0.00005502
MODAL	Mode	5	0.096044	0.81613	0.78269	0.00032
MODAL	Mode	6	0.088595	0.81615	0.78269	0.00032
MODAL	Mode	7	0.083996	0.81615	0.86822	0.00557
MODAL	Mode	8	0.083726	0.9035	0.86822	0.00557

$T(\text{MSE}) = 0,49 \text{ s} > T(\text{SAP}) = 0,37 \text{ s}$

**Les efforts internes dans les éléments :**  
**Poutres secondaires : (portique A-A)**

Frame Text	Station m	OutputCase Text	P KN	V2 KN	M3 KN-m
592	0	ELU	0	-23.249	-18.7908
592	0.5	ELU	0	-18.332	-8.3956
592	1	ELU	0	-13.414	-0.4591
592	1.5	ELU	0	-8.497	5.0187
592	2	ELU	0	-3.58	8.0379
592	2.5	ELU	0	1.338	8.5983
592	3	ELU	0	6.255	6.7001
592	3.5	ELU	0	11.173	2.3431
592	4	ELU	0	16.09	-4.4725
592	4.5	ELU	0	21.007	-13.7468
593	0	ELU	0	-21.798	-15.392
593	0.5	ELU	0	-16.881	-5.7223
593	1	ELU	0	-11.963	1.4887
593	1.5	ELU	0	-7.046	6.2409
593	2	ELU	0	-2.128	8.5345
593	2.5	ELU	0	2.789	8.3694
593	3	ELU	0	7.706	5.7456
593	3.5	ELU	0	12.624	0.6632
593	4	ELU	0	17.541	-6.878
593	4.5	ELU	0	22.458	-16.8778
594	0	ELU	0	-9.136	-5.9303
594	0.45714	ELU	0	-6.525	-2.3507
594	0.91429	ELU	0	-3.915	0.0358
594	1.37143	ELU	0	-1.305	1.229
594	1.82857	ELU	0	1.305	1.229
594	2.28571	ELU	0	3.915	0.0358
594	2.74286	ELU	0	6.525	-2.3507
594	3.2	ELU	0	9.136	-5.9303

**(Suite) Poutres secondaires : (portique A-A)**

Frame Text	Station m	OutputCase Text	P KN	V2 KN	M3 KN-m
595	0	ELU	0	-22.458	-16.8778
595	0.5	ELU	0	-17.541	-6.878
595	1	ELU	0	-12.624	0.6632
595	1.5	ELU	0	-7.706	5.7456
595	2	ELU	0	-2.789	8.3694
595	2.5	ELU	0	2.128	8.5345
595	3	ELU	0	7.046	6.2409
595	3.5	ELU	0	11.963	1.4887
595	4	ELU	0	16.881	-5.7223
595	4.5	ELU	0	21.798	-15.392
596	0	ELU	0	-21.007	-13.7468
596	0.5	ELU	0	-16.09	-4.4725
596	1	ELU	0	-11.173	2.3431
596	1.5	ELU	0	-6.255	6.7001
596	2	ELU	0	-1.338	8.5983
596	2.5	ELU	0	3.58	8.0379
596	3	ELU	0	8.497	5.0187
596	3.5	ELU	0	13.414	-0.4591
596	4	ELU	0	18.332	-8.3956
596	4.5	ELU	0	23.249	-18.7908

**Comparaison :**

calcul	Mmax en travées	Mmax sur appuis
manuel	10,01	13,05
SAP	8,59	18,79

**Poutres principales : (portique 2-2)**

Frame Text	Station m	OutputCase Text	P KN	V2 KN	M3 KN-m
436	0	ELU	0	3.837E-14	-5.329E-15
436	0.4	ELU	0	22.34	-4.4679
436	0.8	ELU	0	44.679	-17.8716
436	1.2	ELU	0	67.019	-40.2111
437	0	ELU	0	-94.896	-64.9288
437	0.5	ELU	0	-73.121	-22.9247
437	1	ELU	0	-51.347	8.1923
437	1.5	ELU	0	-29.572	28.4221
437	2	ELU	0	-7.798	37.7647
437	2.5	ELU	0	13.976	36.2202
437	3	ELU	0	35.751	23.7884
437	3.5	ELU	0	57.525	0.4694
437	4	ELU	0	79.299	-33.7367
437	4.5	ELU	0	101.074	-78.83
438	0	ELU	0	-105.513	-84.0636
438	0.48	ELU	0	-84.61	-38.4341
438	0.96	ELU	0	-63.706	-2.8381
438	1.44	ELU	0	-42.803	22.7241
438	1.92	ELU	0	-21.9	38.2528
438	2.4	ELU	0	-0.996	43.7478
438	2.88	ELU	0	19.907	39.2092
438	3.36	ELU	0	40.811	24.637
438	3.84	ELU	0	61.714	0.0311
438	4.32	ELU	0	82.617	-34.6084
438	4.8	ELU	0	103.521	-79.2816
439	0	ELU	0	-88.322	-62.6561
439	0.475	ELU	0	-67.636	-25.6161
439	0.95	ELU	0	-46.95	1.5982
439	1.425	ELU	0	-26.265	18.9868
439	1.9	ELU	0	-5.579	26.5497
439	2.375	ELU	0	15.107	24.2869
439	2.85	ELU	0	35.792	12.1984
439	3.325	ELU	0	56.478	-9.7157
439	3.8	ELU	0	77.164	-41.4556
440	0	ELU	0	-35.645	-21.3867
440	0.4	ELU	0	-23.763	-9.5052
440	0.8	ELU	0	-11.882	-2.3763
440	1.2	ELU	0	-3.464E-14	4.635E-14

**Comparaison :**

calcul	Mmax en travées	Mmax sur appuis
manuel	47,84	69,52
SAP	43,75	84,06

**Efforts normaux et moments sur les poteaux : (portique 2-2)**

**Zone I : effort normal max et le moment correspondant**

Station	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3
m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
0	ELU	-1641.961	-0.555	-3.167	-4.4371	-0.7528
2.04	ELU	-1633.527	-0.555	-3.167	2.0244	0.38
4.08	ELU	-1625.092	-0.555	-3.167	8.486	1.5128
0	ELU	-1399.817	-2.947	-0.39	-0.6804	-3.9939
2.04	ELU	-1391.383	-2.947	-0.39	0.1145	2.0174
4.08	ELU	-1382.949	-2.947	-0.39	0.9094	5.0288
0	ELU	-1081.787	-0.38	2.209	2.84	-0.514
2.04	ELU	-1073.353	-0.38	2.209	-1.6669	0.2604
4.08	ELU	-1064.919	-0.38	2.209	-6.1737	1.0348
0	ELU	-1170.434	-0.727	2.557	3.2985	-0.9868
2.04	ELU	-1161.999	-0.727	2.557	-1.9182	0.4961
4.08	ELU	-1153.565	-0.727	2.557	-7.1349	1.9789

**Effort normal min et le moment correspondant,**

**Moment flechissant max et l'effort normal correspondant :**

Station	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3
m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
0	ELU	-1209.504	-2.972	-7.614	-11.6923	-4.3079
1.53	ELU	-1203.178	-2.972	-7.614	-0.0423	0.2399
3.06	ELU	-1196.853	-2.972	-7.614	11.6077	4.7876
0	ELU	-976.77	-13.655	-0.16	-0.5174	-7.0473
1.53	ELU	-970.445	-13.655	-0.16	-0.2724	0.8453
3.06	ELU	-964.119	-13.655	-0.16	-0.0274	8.7379
0	ELU	-730.844	-2.115	6.193	9.3705	-3.0657
1.53	ELU	-724.518	-2.115	6.193	-0.1049	0.1709
3.06	ELU	-718.193	-2.115	6.193	-9.5803	3.4075
0	ELU	-862.245	-3.25	6.038	9.1577	-4.7603
1.53	ELU	-855.92	-3.25	6.038	-0.0807	0.2121
3.06	ELU	-849.594	-3.25	6.038	-9.319	5.1845

### Zone II : effort normal max et le moment correspondant

Station	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3
m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
0	ELU	-999.499	-3.765	-7.511	-11.6908	-5.5831
1.53	ELU	-993.174	-3.765	-7.511	-0.1984	0.1774
3.06	ELU	-986.848	-3.765	-7.511	11.294	5.9379
0	ELU	-792.602	-16.429	0.433	0.432	-8.5188
1.53	ELU	-786.277	-16.429	0.433	-0.2304	0.6182
3.06	ELU	-779.951	-16.429	0.433	-0.8928	9.7552
0	ELU	-585.897	-2.694	6.114	9.3049	-3.9875
1.53	ELU	-579.572	-2.694	6.114	-0.0499	0.1337
3.06	ELU	-573.246	-2.694	6.114	-9.4047	4.2549
0	ELU	-713.416	-3.942	5.721	8.806	-5.8776
1.53	ELU	-707.091	-3.942	5.721	0.0522	0.153
3.06	ELU	-700.765	-3.942	5.721	-8.7017	6.1836

### Effort normal min et le moment correspondant, Moment flechissant max et l'effort normal correspondant :

Station	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3
m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
0	ELU	-177.396	-7.595	-11.258	-13.6462	-9.8091
1.53	ELU	-171.071	-7.595	-11.258	3.5779	1.8115
3.06	ELU	-164.745	-7.595	-11.258	15.802	13.4321
0	ELU	-154.365	-27.99	2.839	3.4067	-38.26
1.53	ELU	-148.039	-27.99	2.839	-0.9373	4.5643
3.06	ELU	-141.714	-27.99	2.839	-5.2813	15.3887
0	ELU	-109.275	-5.197	6.655	9.6134	-6.9742
1.53	ELU	-102.949	-5.197	6.655	-0.5692	0.9769
3.06	ELU	-96.624	-5.197	6.655	-10.7518	8.928
0	ELU	-133.223	-7.87	6.702	8.6075	-10.0327
1.53	ELU	-126.898	-7.87	6.702	-1.6464	2.0077
3.06	ELU	-120.572	-7.87	6.702	-11.9003	14.0482

### Comparaison :

zone	calcul	Nmax	Nmin	Mmax
I	manuel	1646,85	793,28	8,87
	SAP	1641.961	718.193	11.6923
II	manuel	1001,74	109,88	10,01
	SAP	999.499	96.624	15.802

**La distribution de la force sismique (%) :**

• **Sens (X-X) :**

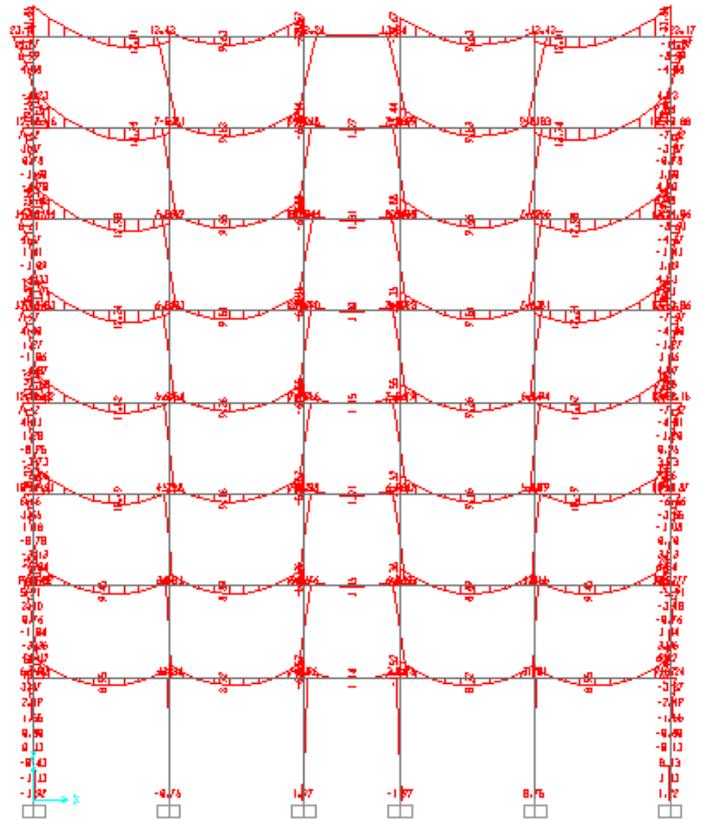
<b>calcul</b>	<b>Portiques(%)</b>	<b>voiles(%)</b>
<b>manuel</b>	16,93	83,07
<b>SAP</b>	6,31	93,69

• **Sens (Y-Y) :**

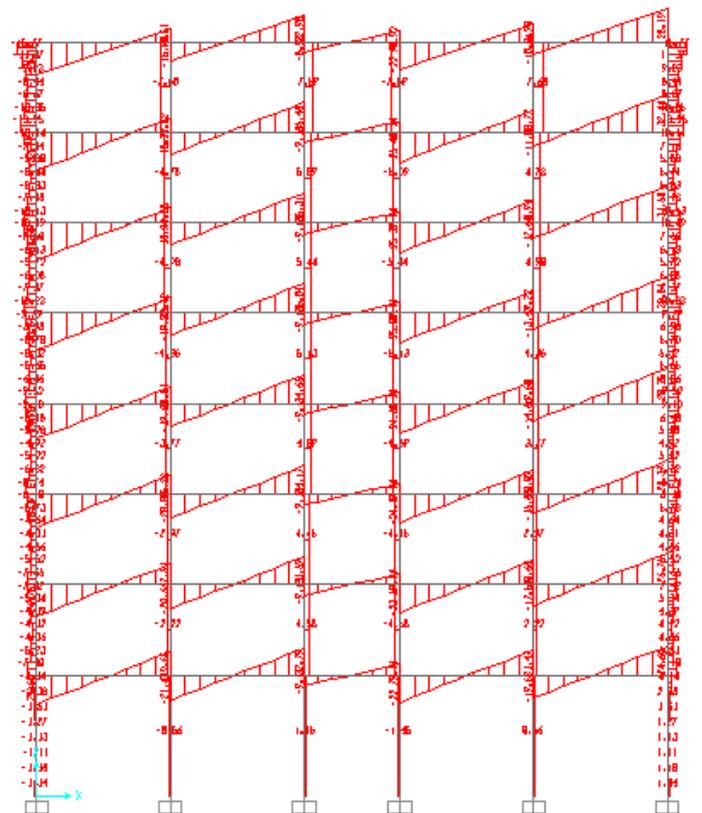
<b>calcul</b>	<b>Portiques(%)</b>	<b>voiles(%)</b>
<b>manuel</b>	14,84	85,16
<b>SAP</b>	6,31	93,69

## Diagrammes des efforts internes (portique A-A) :

- Diagramme des moments fléchissant :

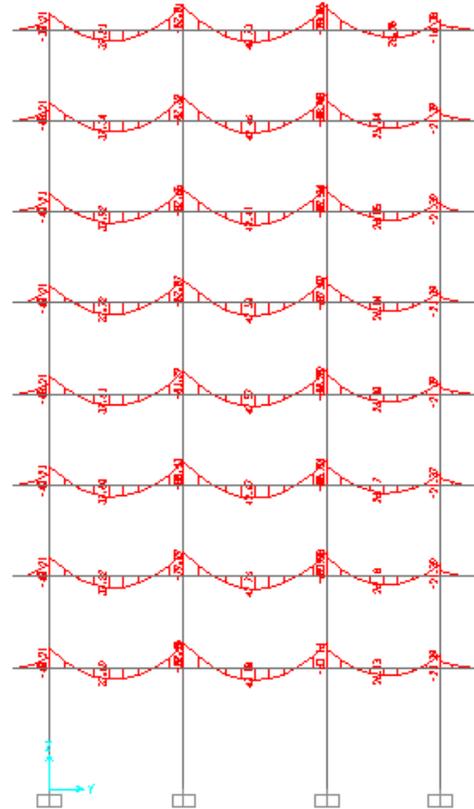


- Diagramme des efforts tranchants



## Diagrammes des efforts internes (portique 2-2) :

- Diagramme des moments fléchissant :



- Diagramme des efforts tranchants :

