

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Université Mohamed Kher- Biskra

بسكرة

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique

Réf:

المرجع:



جامعة محمد خيضر

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية و الري

.....

Mémoire présenté En vue de l'obtention

Du diplôme de

Master en Génie civil

Option: Structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R + 8)

Contreventement Mixte

Etudiant :

FERHAT BAYA

Encadré par :

M^{AD} : CHABI .SIMIA

Promotion: 2019/2020

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II-1-PRE DIMENSIONNEMENT :

II-1-1-Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II-1-2-Pré dimensionnement des planchers :

-Le plancher à corps creux est parmi les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment, il est composé de poutrelles, de corps creux et de dalle de compression. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

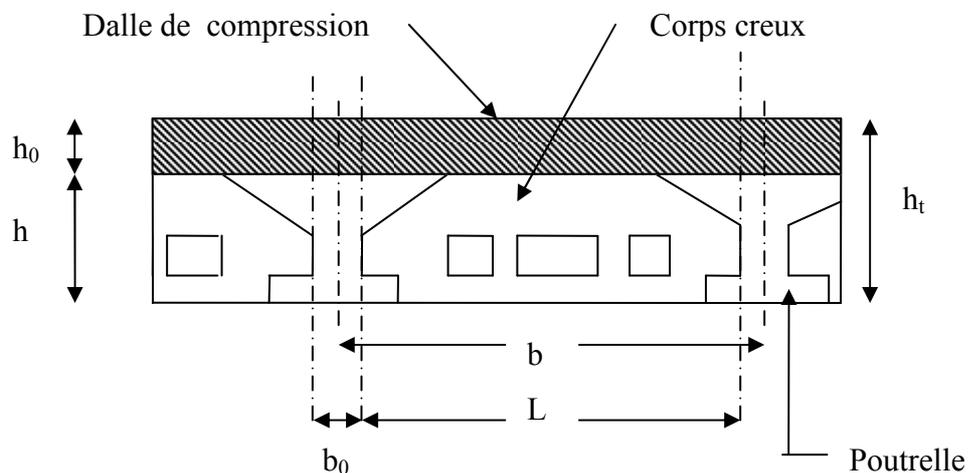


Fig. II-1-2 : coupe transversal sur un plancher à corps creux

Avec :

$h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis (corps creux).

b_0 : largeur de la nervure.

b : distance entre axe des poutrelles.

La hauteur totale du plancher h_t est conditionnée par le :

II-1-2-1.critère de flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{CBA 93 art : 6.8.4.2.4})$$

Avec : L : distance maximal entre deux appuis de deux poutres (selon la disposition des poutrelles).

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$L_{\max} = 5.40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow : h_t \geq \frac{510}{22.5} = 22.66 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux :

$$h_t = 24 \text{ cm}$$

-Hauteur du corps creux : $h = 20 \text{ cm}$.

-Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$

II-1-2-4-Isolation phonique:

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

On limite donc notre épaisseur à: $e = 16 \text{ cm}$

Conclusion :

$$e = \max \{24; 12; 16\} \text{ (cm)}$$

$$e = (20+4) \text{ cm} \rightarrow e = 24 \text{ cm}$$

II-1-3-Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 20+4cm.

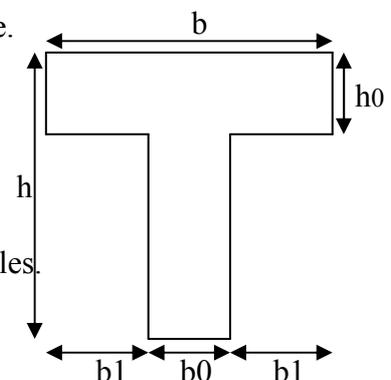
L_x : distance maximale entre deux appuis de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre deux appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20 \text{ cm})$$

Soit : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$



CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures Successives.

L_y : la distance maximale entre deux appuis des poutres secondaires

$$L_y = 560$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 500/10)$$

$$b_1 \leq \min (27.5 ; 56)$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 5 \times 27.5 + 10 = 65$$

$$\text{Soit : } b = 65 \text{ cm}$$

-Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

II-1-4-LES POUTRES :

II-1-4-1-LES POUTRES PRINCIPALES :

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition

suivante
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : -h : hauteur de la poutre

- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 5.6 \text{ m}$).

D'où :

$$\frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} = 37.33 \text{ cm} \leq h \leq 56 \text{ cm}.$$

On prend : $h = 50 \text{ cm}$

$b = (0.3; 0.7) h = (15; 35)$ on prend $b = 35$

$$\text{Donc soit : } \begin{cases} h = 50 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

(article 7.5.1.P51) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - \quad b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée} \\ - \quad h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée} \\ - \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.25 < 4 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Conclusion** : Donc les poutres principales auront la section $(35 \times 50) \text{ cm}^2$

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II-1-4-2-LES POUTRES SECONDAIRES :

$$L = 5.40\text{m}$$

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} = 36\text{cm} \leq h \leq 54\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 45\text{cm} \\ b = 35\text{cm} \end{cases}$$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - b \geq 20\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée} \\ - h \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée} \\ - \frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.25 < 4 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Conclusion :** Donc les poutres principales auront la section (30× 45) cm²

II-1-5-LES VOILES :

DEFINITION :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.1.1 .P56 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu' 'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.)

$$- a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{pour les voiles simples.}$$

- h_e : hauteur libre d'étage

$$h_e = 306 - 50 = 256\text{cm} .$$

$$a \geq \frac{256}{20} = 12.8\text{cm}$$

L'article 7.1.1 RPA99/version 2003 exige une

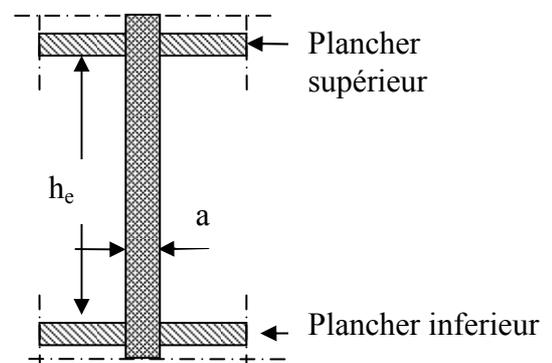
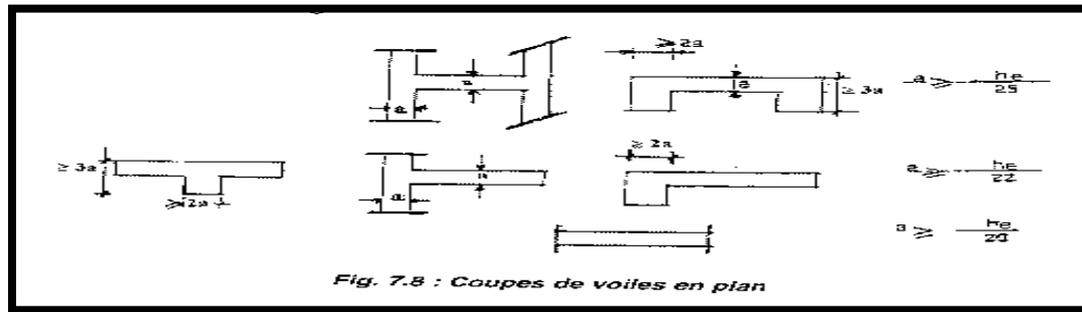


Fig. II.1.6 : coupe verticale d'un voile

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

épaisseur minimale de 15cm

Donc : $a = 15 \text{ cm}$



II-1- 6-LES DALLES PLEINES (BALCON):

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

On a : $L = 1,60\text{m}$

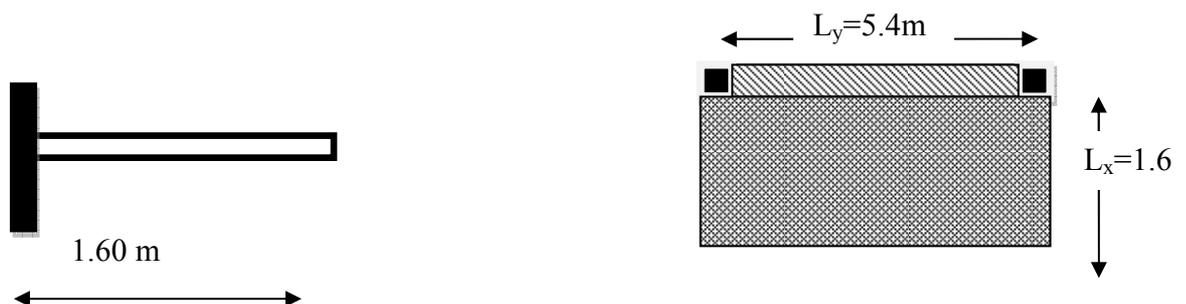


Fig. II.1. 7. Coupe DE Balcon

Panneau sur 01 appuis :

➤ $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.

Donc : $e \geq \frac{160}{20} = 8\text{cm}$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II-1- 7 -Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

H : Hauteur d'étage

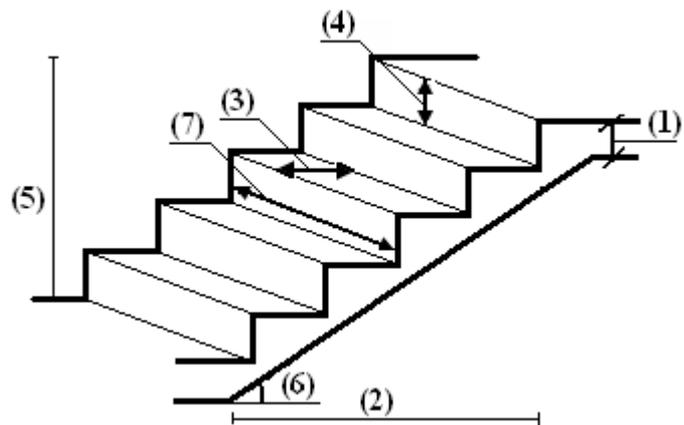


Figure. II.1.8.1 : Schéma de l'escalier

DIMENSIONNEMENT :

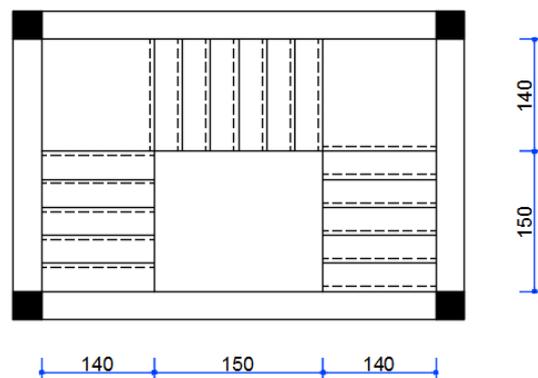


Figure. II.1.8.2 : Coupe Schéma de l'escalier

Les escaliers droits à trois volées

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur des contremarches : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; On prend : $h = 17 \text{ cm}$
- la marches : $25 \text{ m} \leq g \leq 32 \text{ cm}$. on prend $g = 30 \text{ cm}$

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-La formule empirique de BLONDEL: $65 \leq 2h + g \leq 55 \text{ cm}$

$$65 \leq 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 55 \quad \text{cv}$$

n : le nombre de contremarches sur les étage : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$

n à : 1ere volée = 2 éme volée = 3 éme volée $\Rightarrow \frac{n}{3} = \frac{18}{3} = 6$

Donc on à 6 contremarches sur 1 seul volée

H_0 (Hauteur de la volée) = $6 \times 17 = 102 \text{ cm}$

Nombre de marche = $6 - 1 = 5$

- La 1^{ème} volée :

Elle s'appuie sur 2 appuis (1 poutre paliers et le voile de la cage d'ascenseur).

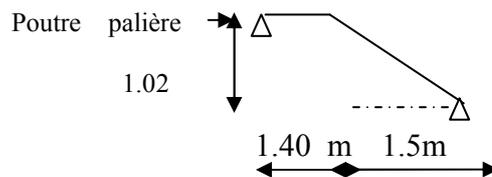


Fig.II.1.8.2: schéma statique de la 1^{ème} volées d'escalier

La 2^{ème} volée :

Elle s'appuie sur 3 appuis (2 poutres paliers et le voile de la cage d'ascenseur).

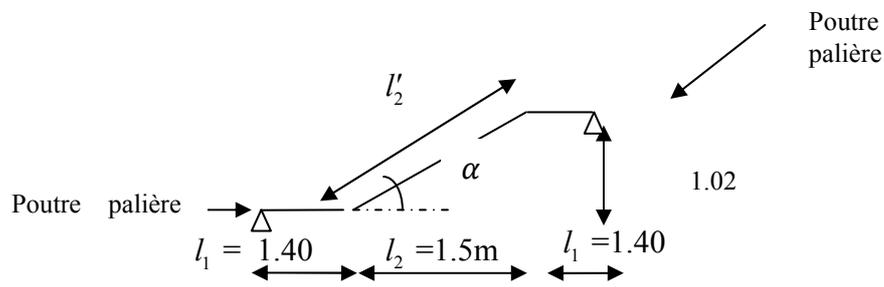


Fig.II.1.8.3: schéma statique de la 2^{ème} volées d'escalier

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1.02}{1.5} = 34.22^\circ$$

$$l'_2 = \frac{1.5}{\cos 34.22} = 1.81 \text{ m}$$

$$L_0 = 1.40 + 1.81 + 1.4 = 4.61 \text{ m}$$

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **épaisseur de la pailleasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} ; 15.36\text{cm} \leq e \leq 23.05 \\ e \geq 11\text{cm} \quad : \text{pour deux heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 16 \text{ cm}$

II-1-8-Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon RBA [Articl7.4.1 p47] doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

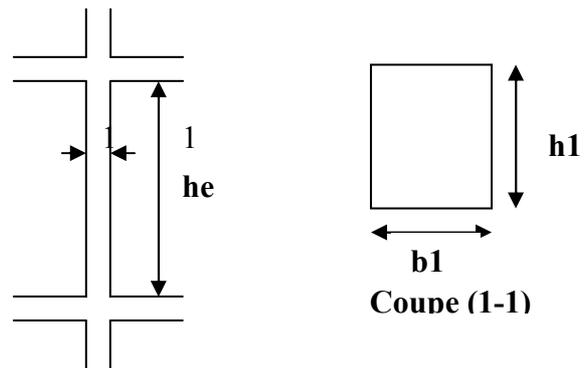


Figure .II.9. : Hauteur libre d'étage.

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à : $h_e = 2.56\text{cm}$

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- RDC, étages 1,2 : $50 \times 50 \text{ cm}^2$
- Etage 3, 4 : $45 \times 45 \text{ cm}^2$
- Etage 5, 6 : $40 \times 40 \text{ cm}^2$
- Etage 7,8 : $30 \times 30 \text{ cm}^2$

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II-2-CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGE :

II-2-1-Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément

Porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

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

II-2-2-Evaluation des charges et surcharges

II-2-2-1-Plancher terrasse inaccessible :

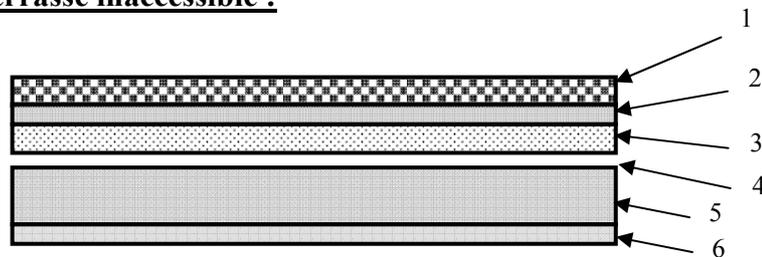


Figure. II.2.2.1: coupe de plancher étage inaccessible

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Gravillon de protection par cm d'épaisseur 0.2 KN/m ²	0.04	0.80 P41
2	Etanchéité multicouche épaisseur 2 cm	0.02	0.12 P41
3	Isolation thermique (liège) 4 kn/m ³	0.04	0.16 P35
4	Béton Forme de pente 22 kn/m ³	0.10	2.20
5	Planche à corps creux (20+4)	0.24	3.30
6	Enduit de plâtre 0.10 kn/m ²	0.02	0.2 P40
			$\Sigma = 6.78$

Tableau .II.2.2.1: Evaluation des Charge permanente dans plancher terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale : $G = 6.78 \text{ KN/m}^2$.
- La charge exploitation à $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$DTR B.C.2.2.

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II-2-2-2 Plancher étage courant et RDC

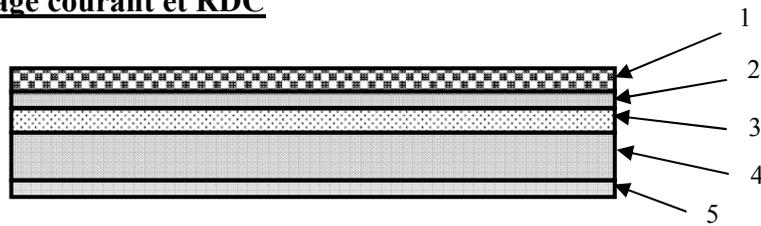


Figure .II.22.2: coup de plancher étage courant et RDC.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage par cm 0.20 kn/m ²	0.02	0.40 P40
2	Mortier de pose 0.18 kn/m ²	0.02	0.36
3	Lit de sable 17 kn/m ²	0.02	0.34
4	Planche a corps creux (20+4)	0.24	3.30
5	Enduit de plâtre 0.10 kn/m ²	0.02	0.2
6	Cloisons de separation	0.10	0.9
7	2 couche enduit de plâtre 0.10 kn/m ²	0.015	0.3
			$\Sigma = 5.8$

Tableau .II. 2 : Evaluation des Charge permanente dans plancher d'étage courant

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.8 \text{ KN/m}^2$.
- La charge exploitation Plancher à usage habitations $\Rightarrow Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$DTR B.C.2.2

II-2-3-DALLES PLEINES : (balcon) :

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage par cm 0.20 kn/m ²	0.02	0.40
2	Mortier de pose 0.18 kn/m ²	0.02	0.36
3	Lit de sable 17 kn/m ²	0.02	0.34
4	Dalle pleines 25 kn/m ²	0.12	3
5	Enduit de plâtre par cm 0.10 kn/m ²	0.015	0.15
			$\Sigma = 4.25$

Tableau .II.2.3: Evaluation des Charge permanente dans les balcons

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- La charge permanente totale : $G = 4.25 \text{ KN/m}^2$.
- La charge exploitation des balcon $\Rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$DTR B.C.2.2

II-2-4- Les Murs extérieur

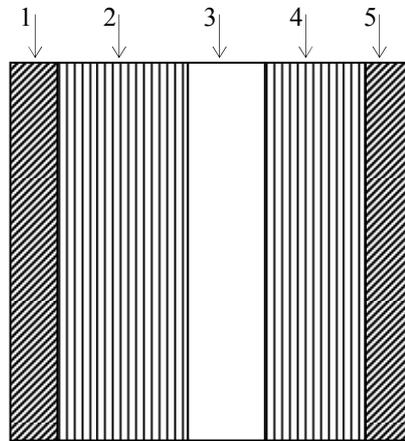


Figure II.2.4: **Mur extérieur**

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur par cm 0.18 kn/m²	0.015	0.27
2	Brique creuse de 15 cm	0.15	1.3
3	Lame d'air	5	/
4	Brique creuse de 10cm	10	0.90
5	Enduit plâtre intérieur par cm 0.10 kn/m²	1.5	0.15
			$\Sigma = 2.62$

Tableau .II.2.4: Evaluation des Charge permanente dans les murs extérieurs.

- La charge totale : $G = 2.62 \text{ KN/m}^2$.

II-2-5-ACROTERE :

G_1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ da N/ml}$$

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ da N/ml}$$

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Le poids propre $G = G1 + G2 = 171.25 + 12 = 1.83 \text{kn./ml}$

II-2-6-Les escaliers :

II.2.6.1.Evaluation des charges et sur charges du paillasse :

Désignation des elements	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal par cm 0.20 kn/m ²	0.02	0.40
Mortier de pose par cm 0.18 kn/m ²	0.020	0.36
Dalle pleine 25 kn/m ³	0.16/cos 34. 22	4.54
Enduit de plâtre par cm 0.10 kn/m ²	0.016/cos 34. 22	0.19
Marche 22 kn/m ³	0.17/2	1.84
		7.33

Tableau.2.6.1 : Evaluation des charges sur la volée.

$$Q = 2.5 \text{KN / m}^2 ; \quad G = 7.33 \text{KN/m}^2$$

II.2.6.2.Evaluation des charges sur le palier :

Désignation des elements	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage par cm 0.2 kn/m ²	0.02	0.40
Mortier de pose par cm 0.18 kn/m ²	0.02	0.36
Lit de sable 17 kn/m ²	0.02	0.34
Dalle pleine 25 kn/m ³	0.16	4
Enduit de plâtre par cm 0.10 kn/m ²	0.015	0.15
		5.25

Tableau II. 6.2 : Evaluation des charges sur le palier

$$G = 5.25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$$

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.3. LA DESCENTE DES CHARGES

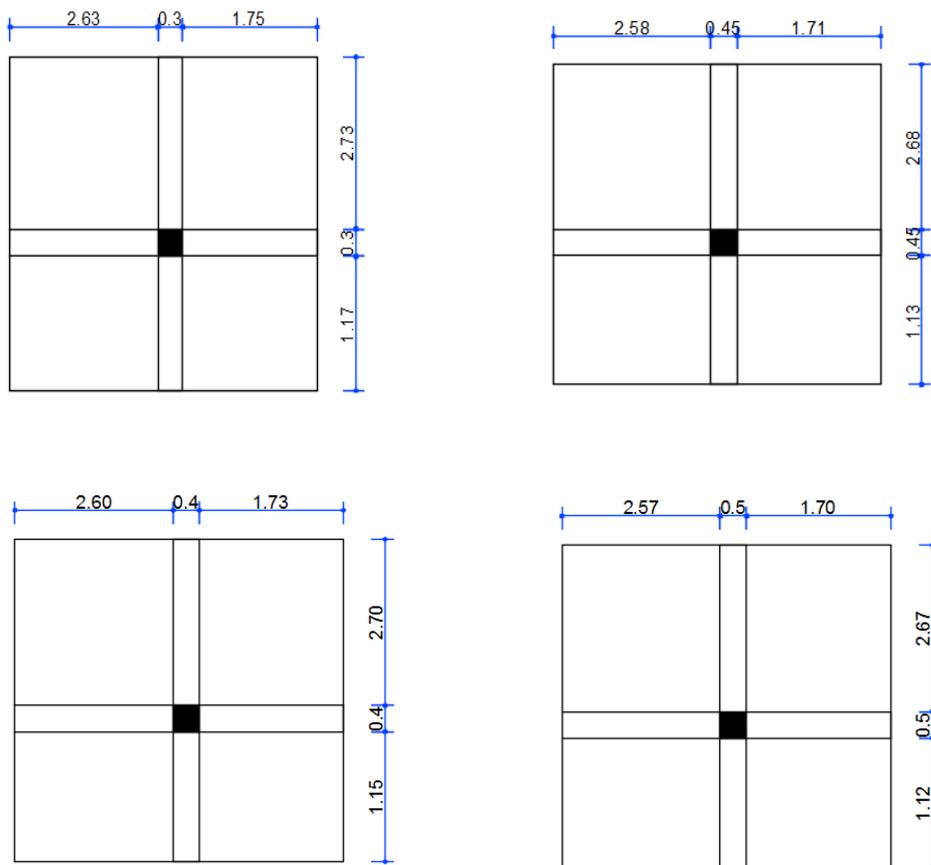
II-3-1-INTRODUCTION :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur, des derniers niveaux jusqu'à la fondation.

Les charges considérées sont les charges permanentes et les charges d'exploitation.

II-3-2-DESCENTE DES CHARGE DES ELEMENTS PORTEURS :

II-3-2-1-DESCENTE DES CHARGES SUR LES POTEAUX B₃ :



♦ **POUR POTEAUX : (30×30) cm²**

$$*S_g = (2.63 + 1.75) \times (1.17 + 2.73) = 17.08 \text{ cm}^2$$

$$*S_{Q0} = (2.63 + 1.75 + 0.3) \times (1.17 + 2.73 + 0.3) = 19.65 \text{ cm}^2$$

$$*S_Q = 19.65 - (0.3 \times 0.3) = 19.56 \text{ cm}^2$$

♦ **POUR POTEAUX : (40×40) cm²**

$$*S_g = (2.6 + 1.73) \times (1.15 + 2.7) = 16.67 \text{ cm}^2$$

$$*S_{Q0} = (2.6 + 1.73 + 0.4) \times (1.15 + 2.7 + 0.4) = 20.10 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$*S_Q = 20.10 - (0.4 \times 0.4) = 19.94 \text{ cm}^2$$

♦ **POUR POTEAUX : (345×45) cm²**

$$*S_g = (2.58 + 1.71) \times (1.13 + 2.68) = 16.34 \text{ cm}^2$$

$$*S_{Q0} = (2.58 + 1.71 + 0.45) \times (1.13 + 2.68 + 0.45) = 20.19 \text{ cm}^2$$

$$*S_Q = 20.19 - (0.45 \times 0.45) = 19.98 \text{ cm}^2$$

♦ **POUR POTEAUX : (50×50) cm²**

$$*S_g = (2.57 + 1.7) \times (1.12 + 2.67) = 16.18 \text{ cm}^2$$

$$*S_{Q0} = (2.57 + 1.7 + 0.5) \times (1.12 + 2.67 + 0.5) = 20.46 \text{ cm}^2$$

$$*S_Q = 20.46 - (0.5 \times 0.5) = 20.21 \text{ cm}^2$$

II- 3 -3 –LOI DE DEGRESSION : DTR B.C.2.2. (Art : 6.3.p16)

Et ainsi de suite en réduisant de 10 par étage j risque.

0.5Q : valeur conservée pour les étages inférieures suivent.

Donc On à :

$$Q_8 = Q_0 = 1 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_7 = Q_0 \times 1 = 1.5 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_6 = Q_0 \times 0.9 = 1.35 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_5 = Q_0 \times 0.8 = 1.2 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_4 = Q_0 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_3 = Q_0 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_2 = Q_0 \times 0.6 = 0.75 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_1 = Q_0 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_{RDC} = Q_0 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN / m}^2$$

Tableau II.3.1.Descente des charges sure les poteaux :

NIVEAUX	Elément	G (KN)	Q (KN)
N1-1	Poids de planche terrasse : 6.78 × 17.08	115.80	
	Poids des poutres principale: (0.35×0.050) ×25 × (1.17×2.73)	13.97	
	Poids des poutres secondaire :(0.3×0.45) ×25× (2.63×1.75)	15.53	
	Charge d'exploitation : 1×19.56		19.56

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

N1-2	Vaut 1-1 Poids propre de poteau : $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06$	145.30 6.885	
N2-1	Vaut 1-2 Poids de planche étage : 5.8×17.08 Poids des poutres principale: $(0.35 \times 0.050) \times 25 \times (1.17 \times 2.73)$ Poids des poutres secondaire : $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times (2.63 \times 1.75)$ Charge d'exploitation : 1.5×19.56	152.78 99.06 13.97 15.53	19.56 29.34
N2-2	Vaut 2-1 Poids propre de poteau : $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06$	280.51 6.885	48.9
N 3-1	Vaut2-2 Poids de planche étage : 5.8×16.67 Poids des poutres principale: $(0.35 \times 0.050) \times 25 \times (1.15 \times 2.7)$ Poids des poutres secondaire : $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times (2.6 \times 1.73)$ Charge d'exploitation : $1.5 \times 19.94 \times 0.9$	287.39 84.68 13.58 15.18	48.9 26.91
N 3-2	Vaut 3-1 Poids propre de poteau : $(0.4 \times 0.4) \times 25 \times 3.06$	400.83 12.24	75.81
N 4-1	Vaut 3-2 Poids de planche étage : 5.8×16.67 Poids des poutres principale: $(0.35 \times 0.050) \times 25 \times (1.15 \times 2.7)$ Poids des poutres secondaire : $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times (2.6 \times 1.73)$ Charge d'exploitation : $1.5 \times 19.94 \times 0.8$	287.39 84.68 13.58 15.18	75.81 23.93
N 4-2	Vaut 4-1 Poids propre de poteau : $(0.4 \times 0.4) \times 25 \times 3.06$	526.51 12.24	99.73
	Vaut 4-2 Poids de planche étage : 5.8×16.34 Poids des poutres principale: $(0.35 \times 0.050) \times 25 \times$	538.75 83.00 13.24	99.93

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

N 5-1	(1.13×2.68) Poids des poutres secondaire : (0.3×0.45) ×25× (2.58×1.71) Charge d'exploitation : 1.5×19.94×0.7	14.88	20.97
N 5-2	Vaut 5-1 Poids propre de poteau : (0.45×0.45) ×25×3.06	642.87 15.49	120.70
N 6-1	Vaut 5-2 Poids de planche étage : 5.8 × 16.34 Poids des poutres principale: (0.35×0.050) ×25 × (1.13×2.68) Poids des poutres secondaire : (0.3×0.45) ×25× (2.58×1.71) Charge d'exploitation : 1.5×19.94×0.6	665.36 83.00 13.24 14.88	120.70 17.98
N 6-2	Vaut 6-1 Poids propre de poteau : (0.45×0.45) ×25×3.06	776.48 15.49	138.68
N 7-1	Vaut 6-2 Poids de planche étage : 5.8 × 16.18 Poids des poutres principale: (0.35×0.050) ×25 × (1.12×2.67) Poids des poutres secondaire : (0.3×0.45) ×25× (2.57×1.7) Charge d'exploitation : 1.5×19.94×0.5	791.97 93.84 13.08 14.74	138.68 15.15
N 7-2	Vaut 7-1 Poids propre de poteau : (0.5×0.5) ×25×3.06	912.63 19.12	153.83
N 8-1	Vaut 7-2 Poids de planche étage : 5.8 × 16.18 Poids des poutres principale: (0.35×0.050) ×25 × (1.12×2.67) Poids des poutres secondaire : (0.3×0.45) ×25× (2.57×1.7) Charge d'exploitation : 1.5×19.94×0.5	932.75 93.84 13.08 14.74	153.83 15.15

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

N 8-2	Vaut 8-1 Poids propre de poteau : $(0.5 \times 0.5) \times 25 \times 3.06$	1054.54 19.12	168.98
N-9-1	Vaut 8-2 Poids de planche étage : 5.8×16.18 Poids des poutres principale: $(0.35 \times 0.050) \times 25 \times (1.12 \times 2.67)$ Poids des poutres secondaire : $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times (2.57 \times 1.7)$ Charge d'exploitation : $1.5 \times 19.94 \times 0.5$	1073.53 93.84 13.08 14.74	168.98 15.15
N 9-2	Vaut 9-1 Poids propre de poteau : $(0.5 \times 0.5) \times 25 \times 3.06$	1195.19 19.12	184.13
		=1214.31 KN	184.13 KN

II-3-4-Vérification de la section de poteau C₇ : BAEL91 (B.8.4, 1)

II-3-4-1-Vérification de la contrainte de compression de béton :

Elle se fera à L'ELU sous la combinaison 1.35G + 1.5Q

$$N_u = 1.35 \times 1214.31 + 1.5 \times 184.13 = 1915.51 \text{ KN.}$$

Selon le CBA93, l'effort N_u doit être majoré de 10%

$$N_u^* = 1.1 N_u = 2993.551 \text{ KN}$$

On doit vérifier que : $N_u^* / B \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (1) Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$N_u^* / B \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow B \geq N_u^* / \bar{\sigma}_{bc}$$

II-3-4-2-Vérification au flambement

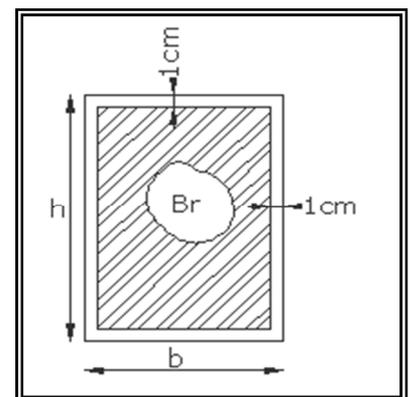
D'après le CBA93 (art.8.2.1), on doit vérifier pour le poteau que :

$$N_u^* \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad (II-3)$$

B_r : Section réduite de poteau $\Rightarrow B_r = (b-2) \times (h-2)$

A_s : Section des armatures calculées.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ tel que :



CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} & \dots\dots\dots \lambda \leq 50 \\ 0.6(50/\lambda) & \dots\dots\dots \lambda \leq 70 \end{cases} \quad (II - 4)$$

λ Est définie comme suite : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0.7 \times L_0$

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

I: moment d'inertie $I = b \times h^3 / 12$

L₀: longueur du Poteau = 3.06 m

$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14\text{m}$

II-3-4-3-Verification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$N_d = N_G - N_Q$$

On:

N_d : designee l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton .

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Tableaux: II-3-4-1- Vérification de la contrainte de compression de béton

Niveaux	N_u (KN)	B (m ²)	$\frac{N_u}{B}$ (MPa)	$\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc} = 14.2$	$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}}$
Etage .8.7	287.39	0.09	3.19	CV	CV
Etage .6.5	538.75	0.16	3.36	CV	CV
Etage.4.3	791.97	0.2025	3.91	CV	CV
Etage.1.2.RDC	1214.31	0.25	4.85	CV	CV

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableaux : II-3-4-2-Vérification au flambement :

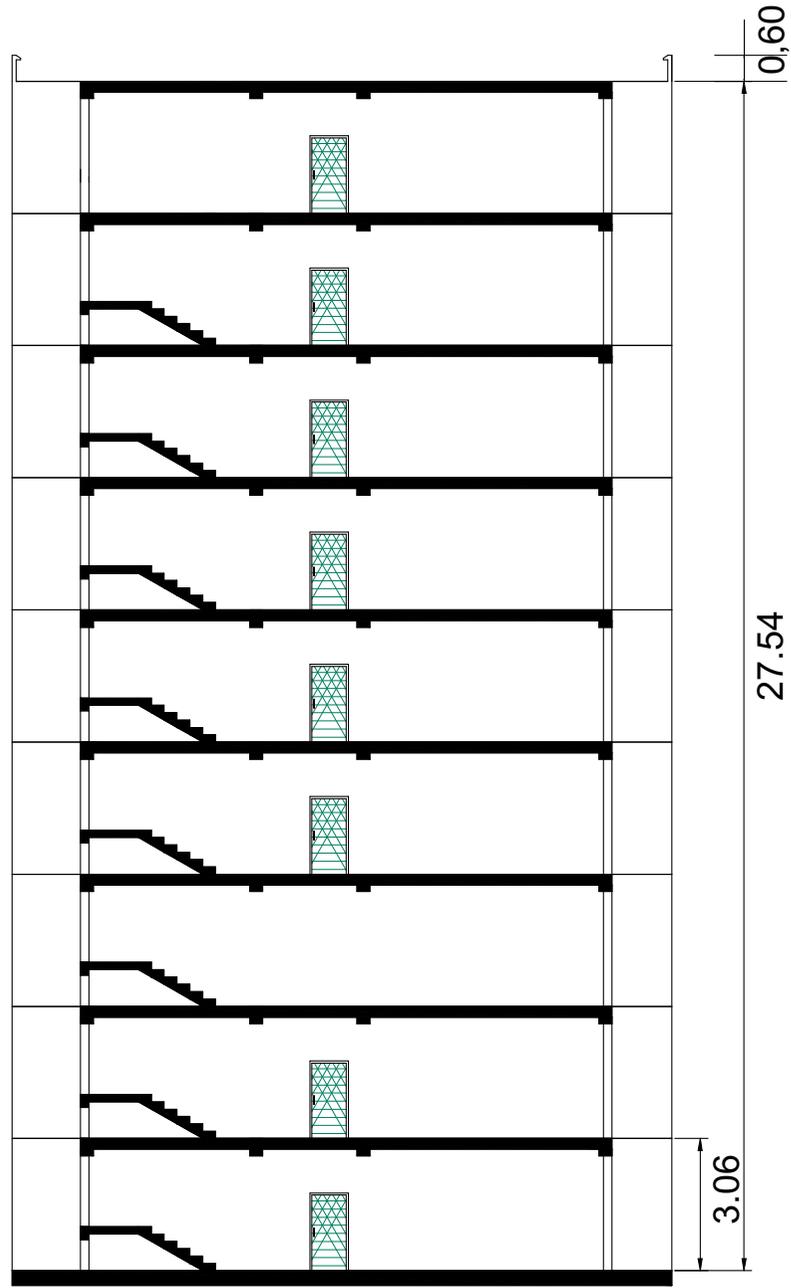
Poteaux (cm ²)	B (m ²)	B _r (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	I (m ³)	I	λ	α
30×30	0.090	0.078	3.06	2.142	0.075×10 ⁻³	0.028	76.5	0.38
40×40	0.16	0.144	3.06	2.142	2.13×10 ⁻³	0.12	17.83	0.81
45×45	0.2025	0.185	3.06	2.142	3.42×10 ⁻³	0.13	16.34	0.814
50×50	0.25	0.25	3.06	2.142	5.2×10 ⁻³	0.14	15.17	0.82

Tableaux : II-3-4-2-Vérification au flambement :

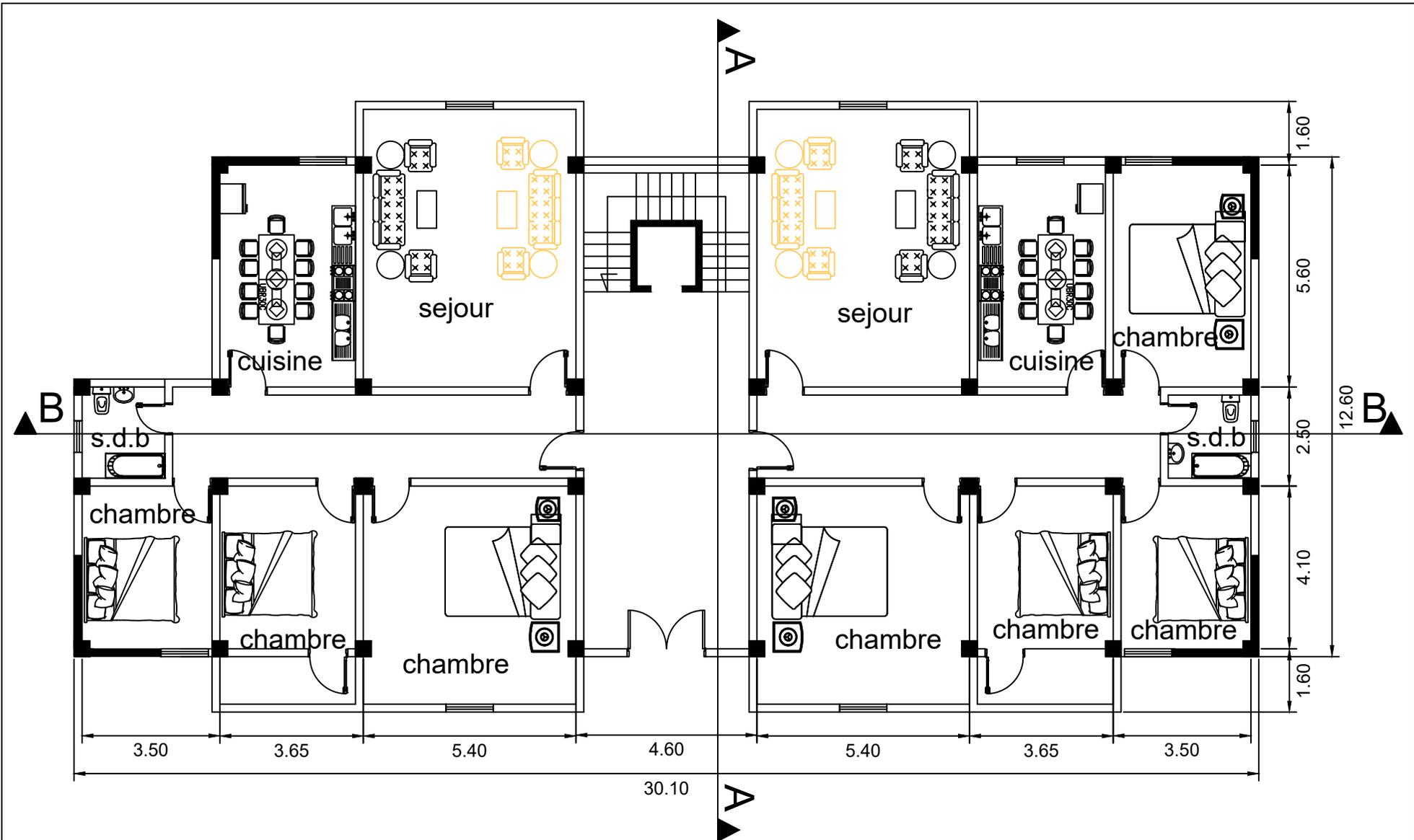
Poteaux (cm ²)	N _u (KN)	B _r (m ²)	$\frac{N_u}{\alpha \times \frac{f_{c25}}{0.9 \times \delta_b} + \frac{400 \times f_E}{200 \times \delta_s}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \frac{f_{c25}}{0.9 \times \delta_b} + \frac{400 \times f_E}{200 \times \delta_s}}$	
				B _r
30×30	287.39	0.078	0.037	CV
40×40	538.75	0.144	0.032	CV
45×45	791.97	0.185	0.048	CV
50×50	1214.31	0.25	0.073	CV

Tableaux : II-3-4-3-Verification vis-à-vis du RPA 99 :

Poteaux (cm ²)	N _d (KN)	B _r (m ²)	V	$V = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}}$
30×30	0.09	0.078	0.10	CV
40×40	0.16	0.144	0.11	CV
45×45	0.2025	0.185	0.13	CV
50×50	0.25	0.25	0.17	CV



COUPE A-A



PLAN RDC

RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R+8)

Contreventement à usage d'habitation

La structure est implantée à ANNBA, zone de sismique (zone 2). L'étude est conforme aux règles parasismiques des Algériennes 99 modifiées en 2003.

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.



Sommaire

 INTRODUCTION GENERALE

 CHAPITRE I : Présentation du projet

 -Palan d'Etage 

 - Palan de RDC 

 -Façade Principale 

 -Façade Arrier 

 -Coupe A -A 

 -Coupe B -B 

 1-Présentation de l'ouvrage de l'étude.....01 

 2-Action et Sollicitation02 et 08 

 3-Les matériaux et caractéristiques des matériaux09 

 CHAPITRE II : Pré-dimensionnement

 II-1-1-Introduction 

 II-1-2-Pré dimensionnement des planchers.....10 

 II-1-3-Pré dimensionnement des poutrelles.....11 

 II-1-4-LES POUTRES.....12 

 II-1-5-LES VOILES13 

 II-1- 6-LES DALLES PLEINES (BALCON).....14 

 II-1- 7 -Les escaliers.....15 

 II-1-8-Les poteaux17 

 II-2-CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGE.....18 

 II.3. LA DESCENTE DES CHARGES.....22 

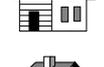
 





 **CHAPITRE III : Calcul élément Secondaire :** 

 **III.1. Calcul L'acrotère30** 

-  • **III.1.1 Introduction** 
-  • **III.1.2. Mode de travaille** 
-  • **III.1.3. Evaluation des charges** 
-  • **III.1.4. Détermination de l'effort due au séisme31** 
-  • **III.1.5. Sollicitation.....32** 
-  • **III.1.6. Combinaisons d'action** 
-  • **III.1.7. Calcul de ferrailage33** 
-  • **III.1.8. Vérification de l'effort tranchant.....34** 
-  • **III.1.9. Présentation du ferrailage.....35** 

 **III.2. Calcul des planchers.....36** 

-  • **III.2.1. Introduction** 
-  • **III.2.2. Justification du choix des planchers à corps creux** 
-  • **III.2.3. Etude des poutrelles** 
-  • **III.2.4. Méthode de calcul des poutrelles** 
-  • **III.2.6. Evaluation des charges37** 
-  • **III.2.7. Combinaison d'actions38** 
-  • **III.2.8. Type des planchers : DEUX TYPE DES PLANCHERS.....39** 
-  • **III.2.9. Les Tableaux Moment en appui40** 
-  • **III.2.10 .Les Tableaux Moment en travée.....41** 
-  • **III.2.11. Les Tableaux Effort tranchant42** 
-  • **II.2.11. Les diagrammes des moments et l'effort tranchant.....43** 
-  • **III.2.12. Calcul du ferrailage.....46** 
-  • **III.2.13. Calcul des armatures longitudinales47** 
-  • **III.2.16. Vérification de l'effort tranchant49** 
-  • **III.2.17. Vérification de la flèche.....50** 
-  • **III.2.18. Présentation du ferrailage.....52** 

 **III.3. Etude de balcons :53** 

-  • **III.3.1 Méthode de calcul** 





	• III.3.2. DETERMINATION DES EFFORTS	54	
--	--	----	---

	• III.3.3. FERRAILLAGE		
--	------------------------	--	---

	• III.3.4. LES VERIFICATIONS	55	
--	------------------------------------	----	---

	• III.3.5. Présentation du ferrailage.....	56	
--	--	----	---

III-4- LES ESCALIERS.....57

	• III .4.1. INTRODUCTION		
--	--------------------------	--	---

	• III.4.2.METHODE DE CALCUL		
--	-----------------------------	--	---

	• III.4.3.LES CHARGE APPLIQUEES		
--	---------------------------------	--	---

	• III 4.4 .COMBINAISONS D’ACTION	58	
--	--	----	---

	• III .4.5.CALCUL DES FERRAILLAGE	59	
--	---	----	---

	• III.4.6.CALCUL DE LA POUTRE PALIERE.....	70	
--	--	----	---

 CHAPITRE 04 : Etude sismiques et Etude de vent

	IV-1- Etude de sismique.....	75	
--	------------------------------	----	---

	• IV.1.Introduction		
--	---------------------	--	---

	• IV.2.Modélisation de la structure		
--	-------------------------------------	--	---

	• IV.3.Choix de la méthode de calcul		
--	--------------------------------------	--	---

	• IV.4.Méthode statique équivalente	76	
--	---	----	---

	• IV.1.5.Classification de l’ouvrage selon les RPA99 / Version 2003.....	77	
--	--	----	---

	• IV.1.6.Analyse de la structure Initiale.....	78	
--	--	----	---

	• IV.1.7.Vérifications de l’interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003		
--	---	--	---

	(art 3.4.4.a) p 19.....	81	
--	-------------------------	----	---

	• IV.1.8.Conclusion		
--	---------------------	--	---

-IV.1.2.Conception et analyse de la nouvelle variante.....82

	• IV.2.1.Introduction		
--	-----------------------	--	---

	• IV.2.2.Proposition		
--	----------------------	--	---

	• IV.2.3.Périodes et coefficients de participation modaux		
--	---	--	---

	• IV.2.4.Interprétations des résultats		
--	--	--	---

IV.2.5.Conclusion

	- IV.3.L’effort tranchant de niveau pour l’étage	84	
--	--	----	---

			
--	--	--	---





	-IV.4.Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode		
	statique équivalente.....	85	
	-IV.5.Caractéristiques géométriques et massiques de la structure.....	90	
	-IV.6.Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art		
	3.4.4.a) p 19.....	92	
	-IV.7.Calcul des déplacements relatifs horizontaux.....	93	
	IV.8.Conclusion	98	
	IV -2- Etude de vent	99	
	• IV.2.1.Définition		
	• IV.2.2.Objet		
	• IV.2.3.Domain d'application		
	• IV.2.4.Principe de calcul.....	100	
	• IV.2.5.Application du R N V 99		
	• VI.2.3.Calcul des forces de frottement	114	
	• VI. 2.4.Conclusion.....	119	
	 CHAPITRE 05 : Ferrailage de la superstructure :		
	-V.1. Ferrailage des Poteaux et schéma statique.....	120	
	• V.1.Ferrailage de poteau (55×50).....	122	
	• V.2. Ferrailage de poteau (45×40).....	133	
	-V.3.Ferrailage des Poutre et schéma statique.....	144	
	• V.3.1.Ferrailage de la poutre principale		
	• V.3.2.Ferrailage de la poutre secondaire		
	-V.4. Ferrailage de la viole et schéma statique.....	155	
	 CHIPITRE VI : Etude d'infrastructure :		
	-VI.1. Présentation du rapport d'études de sol	164	
	-VI.2 Etude de fondation.....	165	
	• VI.2.1.Introduction		
	• VI.2.2.Combinaisons d'actions		
	• VI.2.3. Calcul du radier général nervuré	166	



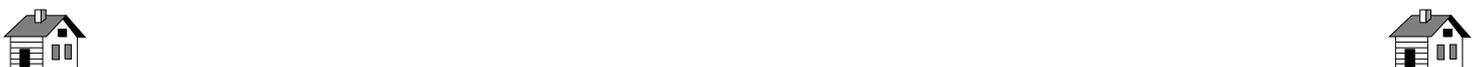


	• VI.2.4.Etude des nervures173	
--	--------------------------------------	---

	• VI.2.5.LONGRINE.....177	
--	---------------------------	---

-  Conclusion Générale

-  Bibliographie



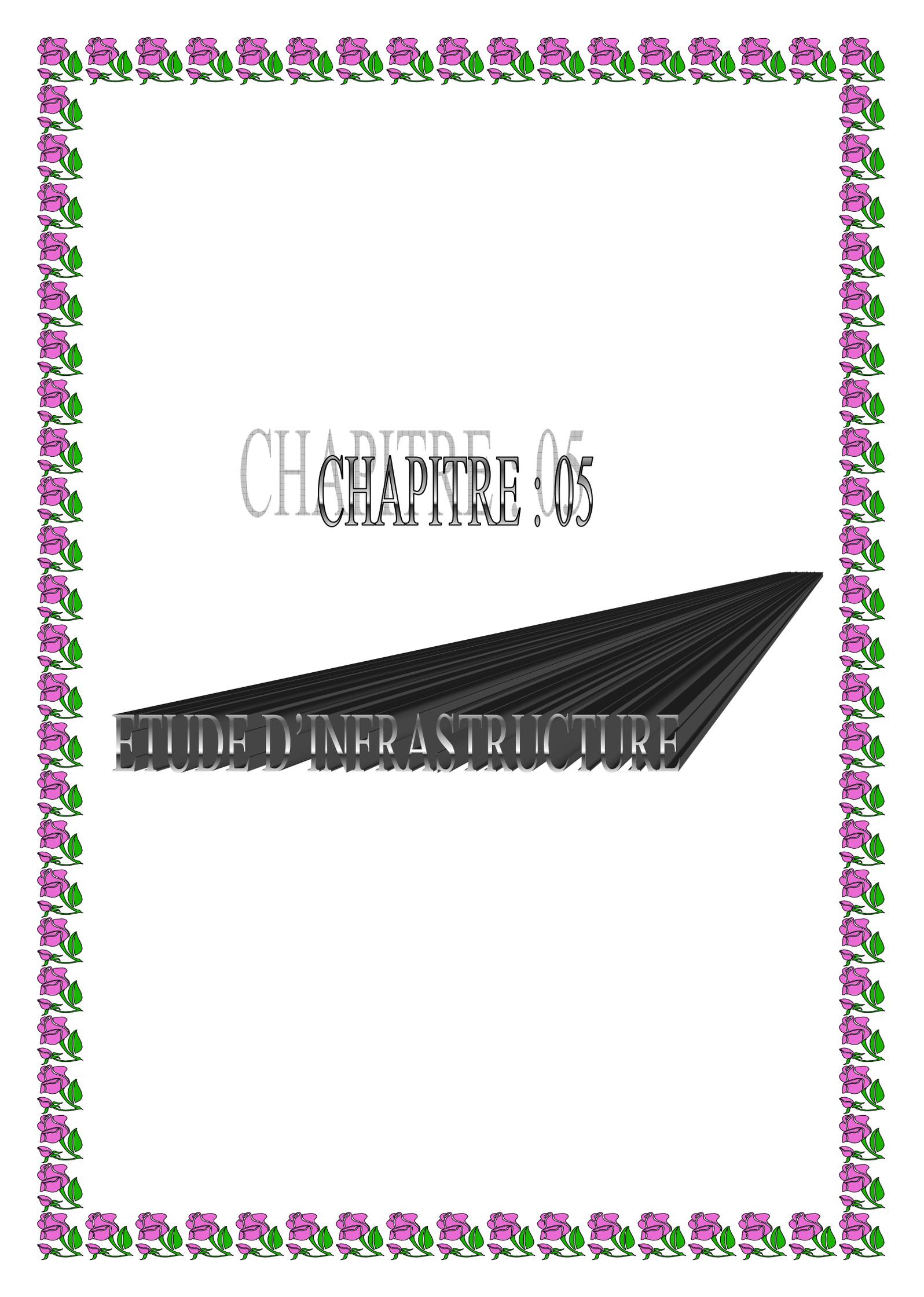
BIBLIOGRAPHIE

➤ **Livres et cours:**

- Règle parasismique Algérien (RPA 99).
- Règle BAEL 91
- Document technique réglementaire (dtr b.c.2.2.surcharge d'exploit).
- TD et Cours du département de Génie Civil université Mohamed khider-Biskra
- Béton armé (BAEL 91 modifié 99 et DTU associés)(Jean-Pierre Mougins) projets de fin d'étude

➤ **Logiciels :**

- Auto desk robot structural analysais professionnel 2018.....Analyse des structures.
- Auto desk Auto CAD 2017Dessin.
- EXCEL2007.....Calcul.
- WORD 2007..... Traitement du texte

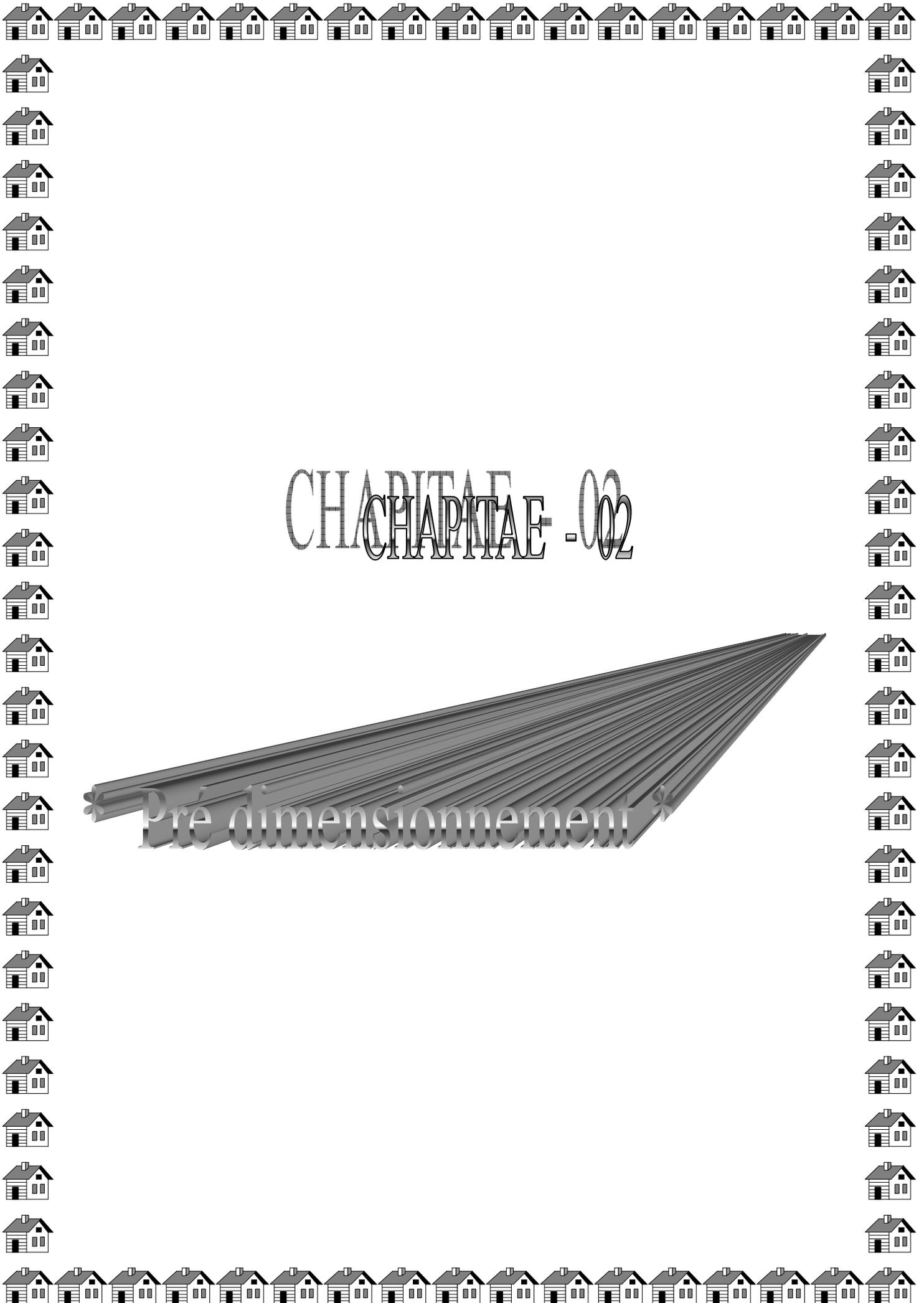


CHAPITRE : 05



ETUDE D'INFRASTRUCTURE

CHARITAE - 02
CHAPITAE - 02



V.1. ferrailage des éléments

V.1.1.ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à un moment fléchissant « **M** », un effort normal « **N** » et un effort tranchant « **T** » ; c'est-à-dire sollicités en flexion composée avec compression

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (M Pa)	σ_b (M Pa)	γ_s	Fe (M Pa)	σ_s (M Pa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableaux.2.1. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

V.1.2.Le ferrailage :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si :

- **N**: Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section
- **N**: Est effort de compression et le centre ce trouve a l'intérieur de la section et la condition suivant est remplie

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} \leq A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b$$

V.1.2.a. Le moment fictif :

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

V.1.2.b. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ **Selon BAEL 91 (article 5.2. p 38)**

-ELU : 1.35 G +1.5 Q+W

- ELS : G+Q+W

❖ **Selon les R.P.A 99 :**

-G + Q ± E ($M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$)

-0.8G ± E ($M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$)

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1.2.c. Recommandations des RPA99/Version 2003 :

D'après l'article (7.4.2. p 48 -49) des RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

- 1) Leur pourcentage minimal (zone II a) : 0.8%
- 2) Leur pourcentage maximal sera de : 4% en zone courante
6% en zone recouvrement
- 3) Le diamètre minimal est de 12 mm
- 4) La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en zone IIa
- 5) La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa

V.1.2.d. Les armatures transversales : article (7.4.2.2.p 49-50) ARP 99/2003

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$-t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm) \text{ (zone nodale).}$$

$-t \leq 15 \times \phi_l$ (zone courante). (ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$- \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$- \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- 0.8% si $\lambda_g < 3$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

V.1.2.E .Combinaisons de calcul :

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

N_{max} \longrightarrow $M_{correspondant}$

N_{min} \longrightarrow $M_{correspondant}$

M_{max} \longrightarrow $N_{correspondant}$

V.1.3. Exemple de calcul poteaux (50×55) :

Soit les poteaux (dimension 50×55) cm^2

$f_{c28} = 25$ MPa. acier Fe E400; $S = 50 \times 55 (\text{cm}^2)$; $C = 4$ cm ;

$F_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.20$ MPa ;

$L = 3.06$ m : hauteur totale du Poteaux.

Par logiciel Robot :

Tableaux .V.2.2. Récapitulation des sollicitations avec les combinaisons par robot.

ELU (1,35G + 1,5Q)		G + Q ± E		0.8G ± E		ELS (G + Q)	
N_{MAX} [KN]	M_{Corr} [KN. m]	M_{MAX} [KN]	N_{Corr} [KN. m]	N_{MIN} [KN]	M_{Corr} [KN. m]	N_{MAX} [KN]	M_{Corr} [KN. m]
2685.60	92.86	158.92	453.08	289.88	3.48	1964.82	67.65

V.2.3.a. ferrailage longitudinal :

$N_{max} = 268560$ N : $M_{corr} = 9286$ N \longrightarrow ELU

$N_{min} = 28988$ N : $M_{corr} = 348$ N \longrightarrow 0.8G + E

$M_{max} = 215892$ N : $N_{corr} = 45308$ N \longrightarrow G+Q+E

V.2.3.a.1. (ELU) :

1^{er} cas : ELU (sens porteur): ($N_{\max} = 2685.60\text{KN}$; $M_{\text{corr}} = 92.86\text{KN.m}$)

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_0 = \frac{M_{\text{Corr}}}{N_{\text{MAX}}} = \frac{92.86}{2685.60} = 0.034 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 306/250 = 1.244\text{cm} \quad \Rightarrow \quad e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.034 + 2 = 2.035\text{cm.}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si $l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$

h : Hauteur de la section du poteau

l_f : Longueur de flambement de poteau.

l_0 : La hauteur du poteau

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m} \text{ Donc } l_f = 2.142 \text{ m.}$$

$$6.12 < \max(15; 2.18) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.142}{0.55} \right) = 13.48$$

$$\lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(13.48/35)^2} = 0.82.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + (0.82 \times 2)) = 0.009\text{m} = 0.9 \text{ cm.}$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$e = e_1 + e_2 = 2.034 + 0.9 \quad \Rightarrow \quad e = 2.93\text{cm} = 0.029\text{ m}$$

1-Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 2685.60\text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 2685.60 \times 0.029 = 77.88\text{ KN.m}$$

N: Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.04) \times 0.50 \times 0.55 \times 14.2 \times 10^3 = 597.269\text{KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 2685.60 \times (0.51 - 0.55/2) + 77.88 \\ = 708.99\text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 2685.60 \times (0.51 - 0.04) - 708.99 = 553.242\text{ KN.m}$$

Alors : **A = 597.269 KN.m > B = 553.242 KN.m**

Donc : La section est entièrement Comprimée (flexion simple)

2-Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{708.99}{50 \times 51^2 \times 14.2} = 0.00038$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14.2\text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$$

$$\mu < \mu_1 \quad \Rightarrow \quad 0.0431 < 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.00047; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.999$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{708.99}{348 \times 0.999 \times 51} = 3.99\text{ cm}^2$$

3-Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 3.99 - \frac{268560}{100 \times 348} = -3.72\text{cm}^2$$

2^{er} cas :(E+0.8G): (N_{min}= 289.88KN ; M_{corr}= 3.48KN.m)

$$e_0 = \frac{M_{\text{Corr}}}{M_{\text{min}}} = \frac{3.48}{289.88} = 0.012\text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 3.06/250 = 1.224 \quad \Rightarrow \quad e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.012 + 2 = 2.012\text{cm.}$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$4.56 < \max(15; 0.94) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.142}{0.55} \right) = 13.48$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(13.480/35)^2} = 0.82.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + (0.82 \times 2)) = 0.009 \text{ m} = 0.9 \text{ cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.012 + 0.9 \quad \Rightarrow \quad e = 2.912 \text{ cm} = 0.02912 \text{ m}$$

1-Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = 289.88 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 289.88 \times 0.02912 = 844.1 \text{ N.m}$$

N: Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.04) \times 0.50 \times 0.55 \times 14.2 \times 10^3$$

$$= 597.26 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 28988 \times (0.51 - 0.55/2) + 844.1 \\ = 912.22 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 289.88 \times (0.51 - 0.04) - 912.22 = -254.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 597.26 \text{ KN.m} > B = -254.97 \text{ KN.m}$$

Donc : La section est entièrement Comprimée.

2-Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{912.22}{50 \times 51^2 \times 14.2} = 0.0049$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \quad \Rightarrow 0.00049 < 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0125; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{91222}{400 \times 0.995 \times 51} = 4.49 \text{ cm}^2$$

3-Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 4.49 - \frac{28988}{100 \times 400} = 3.76 \text{ cm}^2$$

3^{eme} cas G+Q+E : ($M_{\max} = 158.92 \text{ KN} \cdot \text{m}$; $N_{\text{corr.}} = 453.08 \text{ KN}$)

$$e_0 = \frac{M_{\text{MAX}}}{N_{\text{Corr}}} = \frac{158.92}{453.08} = 0.35 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 3.06/250 = 1.224 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.35 + 2 = 2.35 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$3.66 < \max(15; 2.45) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.142}{0.55}\right) = 13.48$$

$$\lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2(13.48/35)^2} = 0.82.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.1142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + (0.82 \times 2)) = 0.009 \text{ m} = 0.9 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.35 + 0.9 \quad \Rightarrow \quad e = 3.3 \text{ cm} = 0.033 \text{ m}$$

4-Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{Corr}} = 453.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 453.08 \times 0.033 = \mathbf{14.72 \text{ KN.m}}$$

N : Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$- A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.04) \times 0.50 \times 0.5 \times 18.5 \times 10^3$$

$$- = \mathbf{597.26 \text{ KN.m}}$$

$$- B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 453.08 \times (0.51 - 0.55/2) + 14.72 \\ = 91.75 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 453.08 \times (0.51 - 0.04) - 91.75 = \mathbf{112.73 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Alors : } A = \mathbf{597.26 \text{ KN.m}} > B = \mathbf{112.73 \text{ KN.m}}$$

Donc : La section est entièrement et Comprimée.

❖ Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9175}{50 \times 51^2 \times 18.5} = 0.0038$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \mathbf{0.0038 < 0.392}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0047; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{9175}{400 \times 0.998 \times 51} = 0.45 \text{ cm}^2$$

❖ Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.45 - \frac{45308}{100 \times 400} = 1.184 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des sections : RPA (99 ver 2003) :**

D'après (RPA 99/version 2003) on a pourcentage maximal des armature longitudinales

$$A_{\min} = 0.8\%(b \times h) \text{ (zone II a ; } A_{\min} = 0.8\%(b \times h) = 0.008 \times 50 \times 55 = \mathbf{22}$$

Zone courante :

$$A_{\max} = 4\%(b \times h) = 0.04 \times 50 \times 55 = \mathbf{1100 \text{ cm}^2}.$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) = 0.06 \times 50 \times 55 = \mathbf{165 \text{ cm}^2}.$$

• **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$A_{\min} = 0.23db \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 51 \times \frac{2.1}{400} = 3.32 \text{cm}^2$$

$$A = \max (A^{\text{clu}} ; A^{\text{BAEL}} ; A^{\text{RPA}}) = 22 \text{cm}^2 \text{ On adopte : } 8\text{HA}16 + 4\text{HA}16 = 24.12 \text{cm}^2$$

Section	A _{T1} (cm ²)	A _{T2} (cm ²)	A _{T3} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	CHOIX	A _{max} (cm ²)
50x55	-3.72	1.184	3.76	22	3.08	8HA16 + 4HA16	24.12

Tableau récapitulatif du résultat

Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{SER}, M_{SER}).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion compos

$$e_0 = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{67.65}{1964.82} = 0.034 \text{m} ; e_0 = 0.034 < \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.092$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 50 \times 55 + 15 \times (24.12) = 994.950 \text{cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 20.55 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 20.55 = 34.45 \text{ cm}$$

$$I_{XX} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$I_{XX} = \frac{50}{3} (20.55^3 + 34.45^3) + 15(8.5 \times (20.55 - 4)^2 + 1.997 \times (34.45 - 4)^2) = 888757.89 \text{ cm}^2$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 67.65 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100 \times B_0} = \frac{196482}{100 \times 994.950} = 1.975 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{6765}{888757.89} = 0.0076$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + k \times v_1 = 1.975 + 0.0076 \times 20.55 = 2.131 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.13 \text{ MPa} < 15$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15(\sigma_0 + K(v_1 - c')) = 15 \times (1.975 + 0.0076 \times (20.55 - 4)) = 31.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15(\sigma_0 + K(d - v_1)) = 15 \times (1.975 + 0.0076 \times (51 - 20.55)) = 33.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 31.51 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \mathcal{F}_{400} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 33.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \mathcal{F}_{400} = 400 \text{ MPa}$$

➤ Armatures transversales :

• Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (0.8G-Ex) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\text{max}} = 135.72 \text{ KN}.$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{135.72 \times 10^3}{500 \times 510} = 0.53 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003.art}(7.7.\text{p}57))$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

b_0 : La largeur de la section étudiée

D : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale a:

Selon le CBA93 :

$\tau_u < (0.15 \cdot f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\tau_u < \bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_s, 5 \text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ MPa}$ a(RPA99/2003.art .7.7.2.p57)

$\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifié

▪ **Calcul d'armature transversale :**

Selon l'article 7.4.3.2 des RPA 99/Version 2003 .p 51

$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$

- $\rho_d = 0.075$ si $\lambda_g \geq 5$; - $\rho_d = 0.04$ si $\rho_d < 5$

Ou ρ_d est égal à 0.075 si l'élançement géométrique, dans la direction considéré, est supérieur ou égal à 5, et a 0.04 dans le cas contraire.

$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \tau_{bu}$ condition vérifiée.

➤ **Armatures transversales :**

Selon le RPA99/version 2003 **art 7.4.2.2.p49**. Les armatures transversales des poteaux 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

h : Dimension du poteau

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier transversale

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,

$\rho_a = 2.50$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7l_0$)

Dans notre cas .

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left(\frac{2.142}{0.50} = 4.284 \text{ ou } \frac{2.142}{0.55} = 3.89 \right)$$

$\lambda_g = 4.284 < 5$ alors : $\rho_a = 3.75$

Condition d'espacement :

D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003 .p 50. L'espacement des armatures transversales est fixé comme suit :

Dans la zone nodale :

$St \leq \min (10\phi_l ; 15\text{cm})$ en zones II a

$St \leq \min (16 \text{ cm} ; 15\text{cm}) = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :

$St' \leq 15 \Phi_l$ en zones II

$St' \leq 24$ = en prend $St' = 15 \text{ cm}$

Avec :

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante :

Détermination de A_t :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 13772 \times 15}{55 \times 400} = 4.49 \text{ cm}^2$$

Soit 6 cadres de T10 Pour ($6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$).

Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après :

➤ **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% & \Rightarrow \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% & \Rightarrow \text{si } \lambda g \leq 5 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale t=10 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : t=15 cm

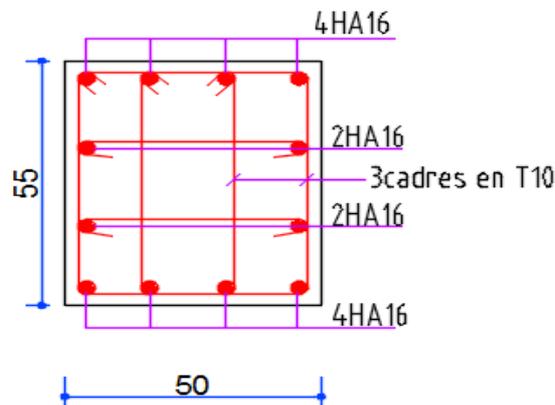
$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,475 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Section	A_{min}^{RPA} (cm^2)	Barres Long	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_t choisie (cm^2)	S_t (cm) (nodale)	S_t (cm) (courante)
50×55	22	8HA16 + 4HA16	24.12	4.71	10	10

Tableau. Résultat ferrailage de poteaux

Fig. :2.1. Schéma statique de ferrailage des poteaux (55×50)



V.2.1. Exemple de calcul poteaux (40×45) :

Soit les poteaux (dimension 40× 45) cm²

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \quad \text{acier Fe E400;} \quad S = 40 \times 45 (\text{cm}^2); \quad C = 4 \text{ cm};$$

$$F_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.20 \text{ MPa};$$

L = 3.06 m : hauteur totale du Poteaux.

Par logiciel Robot :

Tableaux .V.2.2. Récapitulation des sollicitations avec les combinaisons par robot.

ELU (1,35G + 1,5Q)		G + Q ± E		0.8G ± E		ELS (G + Q)	
N _{MAX} [KN]	M _{Corr} [KN. m]	M _{MAX} [KN]	N _{Corr} [KN. m]	N _{MIN} [KN]	M _{Corr} [KN. m]	N _{MAX} [KN]	M _{Corr} [KN. m]
1162.10	19.28	93.69	727.78	5.38	0.39	848.77	14.03

V.2.3.a. ferrailage longitudinal :

$$N_{\max} = 116210 \text{ N} \quad : \quad M_{\text{corr}} = 1928 \text{ N} \quad \longrightarrow \text{ELU}$$

$$N_{\min} = 538 \text{ N} \quad : \quad M_{\text{corr}} = 0.39 \text{ K N} \quad \longrightarrow \text{0.8G + E}$$

$$M_{\max} = 9369 \text{ N} \quad : \quad N_{\text{corr}} = 72778 \text{ N} \quad \longrightarrow \text{G+Q+E}$$

V.2.3.a.1. (ELU) :

1^{er} cas : ELU (sens porteur): (N_{max} = 1162.10KN ; M_{corr} = 19.28KN.m)

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e₁ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e₂ : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_0 = \frac{M_{\text{Corr}}}{N_{\text{MAX}}} = \frac{19.28}{1162.10} = 1.65 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 306/250 = 1.244 \text{ cm} \quad \color{red} \Rightarrow \quad e_a = 2 \text{ cm.}$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$e_1 = e_0 + e_a = 1.65 + 2 = 3.65\text{cm.}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

h : Hauteur de la section du Poteau

l_f : Longueur de flambement de poteau.

l_0 : La hauteur du Poteau

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m Donc } l_f = 2.142 \text{ m.}$$

$$6.12 < \max(15; 2.18) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.142}{0.45}\right) = 16.46$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(16.46/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.45} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.010\text{m} = 1.015\text{cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.65 + 1.015 \Rightarrow e = 4.66\text{cm} = 0.046 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 1162.10 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 1162.10 \times 0.046 = 53.45 \text{ KN.m}$$

N : Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$A = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.04) \times 0.40 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 = 397.10\text{KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) + M_{\text{Corrigé}} = 1162.10 \times \left(0.41 - \frac{0.45}{2}\right) + 53.45 \\ = 268.438\text{KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 1162.10 \times (0.41 - 0.04) - 268.438 = 161.53\text{KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 397.10 \text{ KN.m} > B = 161.53 \text{ KN.m}$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Donc : La section est entièrement Comprimée (flexion simple)

Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{26843.8}{40 \times 41^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \quad \Rightarrow \quad 0.028 < 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.035 \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.985$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{16843.8}{348 \times 0.985 \times 41} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1.2 - \frac{116210}{100 \times 348} = -2.14 \text{ cm}^2$$

2^{er} cas : (E+0.8G): ($N_{\min} = 5.38 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 0.39 \text{ KN.m}$)

$$e_0 = \frac{M_{\text{Corr}}}{M_{\min}} = \frac{0.39}{5.38} = 0.072 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 3.06/250 = 1.224 \quad \Rightarrow \quad e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.072 + 2 = 2.072 \text{ cm.}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$4.56 < \max(15; 0.94) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.142}{0.45} \right) = 16.46$$

$$\lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2(16.46/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.74^2}{10^4 \times 0.45} (2 + (0.82 \times 2)) = 0.010 \text{ m} = 1.015 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.072 + 1.015 \quad \Rightarrow \quad e = 3.1 \text{ cm} = 0.031 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = 5.38 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 538 \times 0.031 = \mathbf{16.68 \text{ N.m}}$$

N: Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$A = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.04) \times 0.40 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 \\ = 397.10 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 5.38 \times (0.41 - 0.45/2) + 16.68 \\ = 17.67 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 5.38 \times (0.41 - 0.04) - 17.67 = -15.67 \text{ KN.m}$$

Alors : **A = 397.10 KN.m > B = -15.67 KN.m**

Donc : La section est entièrement Comprimée.

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b_o \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1767}{40 \times 41^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \quad \Rightarrow 0.002 < 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.003; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

$$A_f = \frac{M_{\text{ua}}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{1767}{400 \times 0.998 \times 41} = 0.11 \text{ cm}^2$$

Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.11 - \frac{538}{100 \times 400} = 0.097 \text{ cm}^2$$

3^{eme} cas G+Q+E : (M_{max} = 93.69 KN.m ; N_{corr.} = 727.78 KN)

$$e_0 = \frac{M_{\text{MAX}}}{N_{\text{Corr}}} = \frac{93.69}{727.78} = \mathbf{0.13 \text{ cm.}}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 3.06/250 = 1.224 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_a = \mathbf{2 \text{ cm.}}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.13 + 2 = 2.13 \text{ cm}$$

e₂: Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$3.66 < \max(15; 2.45) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.142}{0.45}\right) = 16.46$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(16.46/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.1142^2}{10^4 \times 0.45} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.010 \text{ m} = 1.015 \text{ cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.13 + 1.015 \Rightarrow e = 3.15 \text{ cm} = 0.0315 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{Corr}} = 727.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 727.78 \times 0.0315 = 22.88 \text{ KN.m}$$

N : Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$- A = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.04) \times 0.40 \times 0.45 \times 18.5 \times 10^3$$

$$- = 397.10 \text{ KN.m}$$

$$- B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 727.78 \times (0.41 - 0.45/2) + 22.88 \\ = 750.66 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 727.78 \times (0.41 - 0.04) - 750.66 = -481.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 597.26 \text{ KN.m} > B = -481.38 \text{ KN.m}$$

Donc : La section est entièrement et Comprimée.

❖ Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{75066}{40 \times 41^2 \times 18.5} = 0.060$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\mu < \mu_l \Rightarrow 0.060 < 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.077; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.969$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{75066}{400 \times 0.0969 \times 41} = 4.72 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 4.72 - \frac{72778}{100 \times 400} = 2.90 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des sections : RPA (99 ver 2003) :**

D'après (RPA 99/version 2003) on a pourcentage maximal des armature longitudinales
 $A_{\min} = 0.8\%(b \times h)$ (zone II a ; $A_{\min} = 0.8\%(b \times h) = 0.008 \times 40 \times 45 = 14.4 \text{ cm}^2$)

Zone courante :

$$A_{\max} = 4\%(b \times h) = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2.$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2.$$

• **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} = 0.23db \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 41 \times \frac{2.1}{400} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A^{\text{clu}} ; A^{\text{BAEL}} ; A^{\text{RPA}}) = 14.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA16 + 4HA16 = 15.4 cm²

Section	A_{T1} (cm ²)	A_{T2} (cm ²)	A_{T3} (cm ²)	A_{\min}^{RPA} (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	CHOIX	A_{\max} (cm ²)
40×45	-2.14	290	0.097	14.4	1.98	6HA16 + 4HA16	15.4

Tableau récapitulatif du résultat

Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de ($N_{\text{SER}}, M_{\text{SER}}$).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion compos

$$e_0 = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{14.03}{848.77} = 0.0165 \text{ m} ; e_0 = 0.0165 < \frac{h}{6} = \frac{0.45}{6} = 0.075$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 40 \times 45 + 15 \times (15.4) = 415.80 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 93.30 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 45 - 20.55 = 48.30 \text{ cm}$$

$$I_{XX} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{XX} = \frac{50}{3} (93.30^3 + 48.30^3) + 15(-2.14 \times (93.30 - 4)^2 + 2.90 \times (34.45 - 4)^2) = 15198.43 \text{ cm}^2$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 14.03 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100 \times B_0} = \frac{848.77}{100 \times 415.80} = 2.04 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{1403}{15198.43} = 0.092$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + k \times v_1 = 2.04 + 0.092 \times 93.30 = 8.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8.53 \text{ MPa} < 15$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15(\sigma_0 + K(v_1 - c')) = 15 \times (1.975 + 0.0076 \times (20.55 - 4)) = 153.834 \text{ MPa}$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\sigma_s^2 = 15 (\sigma_0 + K (d - v_1)) = 15 \times (1.975 + 0.0076 \times (51 - 20.55)) = 250.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 153.834 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \mathcal{F}_{400} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 250.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \mathcal{F}_{400} = 400 \text{ MPa}$$

➤ Armatures transversales :

• Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous le poteaux . La combinaison (0.8G-Ex) donne l'effort tranchant max.

$$V \text{ max} = 59.34 \text{ KN.}$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{59.34 \times 10^3}{400 \times 410} = 0.36 \text{ MPa} \dots\dots (\text{RPA99/2003.art}(7.7.\text{p}57))$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b_0 : La largeur de la section étudiée

D : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale a:

Selon le CBA93 :

$\tau_u < (0.15 \cdot f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\tau_u < \bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_s, 5 \text{ MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots (\text{RPA99/2003.art } 7.7.2.\text{p}57)$$

$\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots$ condition vérifié

▪ Calcul d'armature transversale :

Selon l'article 7.4.3.2 des RPA 99/Version 2003 .p 51

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$- \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad ; \quad - \rho_d = 0.04 \text{ si } \rho_d < 5$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Ou ρ_a est égal à 0.075 si l'élancement géométrique, dans la direction considéré, est supérieur ou égal à 5, et a 0.04 dans le cas contraire.

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \leq \tau_{bu} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Armatures transversales :

Selon le RPA99/version 2003 **art 7.4.2.2.p49**. Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a V_u}{h.f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h : Dimension du poteau

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,

$\rho_a = 2.50$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7l_0$)

Dans notre cas .

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left(\frac{2.142}{0.50} = 4.284 \text{ ou } \frac{2.142}{0.55} = 3.89 \right)$$

$$\lambda_g = 4.284 < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

Condition d'espacement :

D'après l'article **7.4.2.2** des RPA99/ Version 2003 .p 50. L'espacement des armatures transversales est fixé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$St \leq \min (10\phi_l ; 15\text{cm}) \text{ en zones II a}$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$St \leq \min (16 \text{ cm} ; 15\text{cm}) = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$St' \leq 15 \Phi_1 \text{ en zones II}$$

$$St' \leq 24 = \text{en prend } St' = 15 \text{ cm}$$

Avec :

Φ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante :

Détermination de A_t :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 5934 \times 15}{45 \times 400} = 18.54 \text{ cm}^2$$

Soit 6 cadres de T10 Pour ($6HA20 = 18.85\text{cm}^2$).

Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après :

➤ **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% & \Rightarrow \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% & \Rightarrow \text{si } \lambda g \leq 5 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Section	$A_{m\min}^{RPA}$ (cm^2)	Barres Long	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_t choisie (cm^2)	S_t (cm) (nodale)	S_t (cm) (courante)
40×45	14.4	6HA16 + 4HA16	15.4	18.85	10	10

Tableau. Résultat ferrailage de poteaux

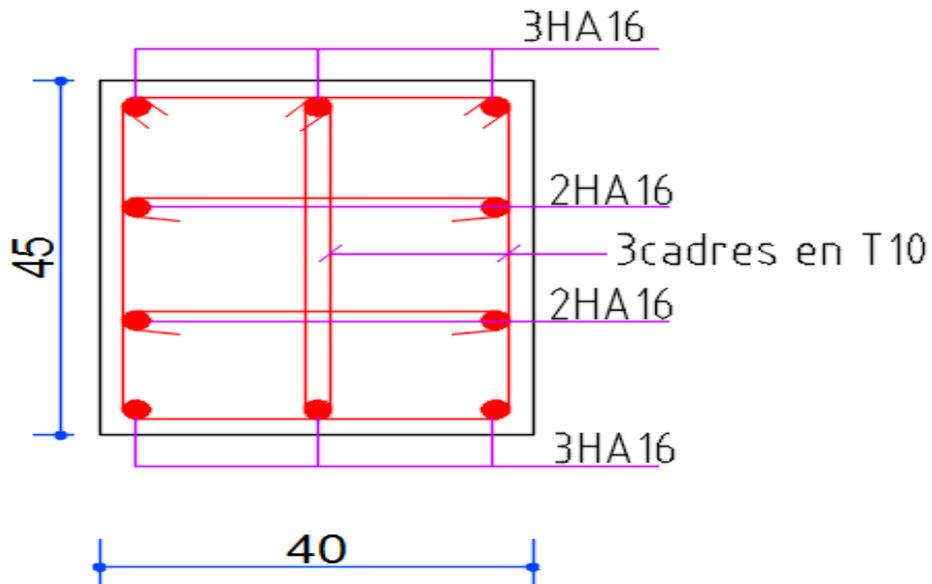


Fig. :2.1. Schéma statique de ferrailage des poteaux (45×40)

V.3.Ferraillage des poutres

V.3.1.INTRODUCTION :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

- D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

•BAEL91:

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0.23 \times d \times b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{A.4.2.1})$$

$$\text{Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h \quad (\text{B.6.4})$$

V.3.2.Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

On doit vérifier que : $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

• Selon le CBA93 :

- $\bar{\tau} = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable
- $\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

V.3.2.a. Détermination de l'armatures transversales :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$.

Section minimale A_T des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot F_t}{S_t b_0} \geq 0.4 Mpa \quad \text{Soit pratiquement} \quad St \leq \frac{A_t \cdot F_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après

Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos a + \sin a)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures

droites : **$K=1, \alpha=\pi/2$ alors :**

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.8 f_e}$$

V.3.2.b. Condition de non fragilité:

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

V.3.2.e. Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5) :

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec:

❖ M_t : moment MAX en travée.

❖ M_0 : moment isostatique minimal

❖ B_0 : largeur de la poutre.

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

❖d: hauteur utile.

❖A: Section d'armature.

V.3.3. Recommandation : RPA 99/version2003:

V.3.3.a. Les armatures longitudinales : (RPA 7.5.2.1 p 52)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.

- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de : **40 ϕ en Zone (II a)**

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

V.3.4.Exemple de calcul :

V 3.4.1. Ferrailage longitudinal (poutres principales (35×50)) :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MP a)	σ_b (MP a)	γ_s	Fe (MP a)	σ_s (MP a)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

D'après BAEL 91 :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu a})$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d}$$

- **ELS :**

- La fissuration est peut nuisible Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

❖ **Condition de non fragilité** : BAEL91 (Art :4.2) (p :23 ;24)

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 45 \times \frac{2.1}{400} \quad A^{BAEL} \geq 1.90 \text{ cm}^2. \text{ Poutre P}$$

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} \quad A^{BAEL} \geq 1.46 \text{ Cm}^2. \text{ Poutre S}$$

❖ **Le pourcentage minimal d'armature** :

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times (35 \times 50) \quad A_{min}^{BAEL} \geq 1.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre P}$$

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times (30 \times 45) \quad A_{min}^{BAEL} \geq 0.90 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre S}$$

❖ **Le pourcentage minimal d'armature RPA 99 (révisé 2003):**

$$A_{min}^{RPA} \geq 0,5\% \times b \times h = 0.005 \times (35 \times 50) \quad A_{min}^{RPA} \geq 8.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre P}$$

$$A_{min}^{RPA} \geq 0,5\% \times b \times h = 0.005 \times (30 \times 45) \quad A_{min}^{RPA} \geq 6.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre S}$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}^{RPA} ; A_{min}^{BAEL} ; A^{BAEL})$$

1) En Travée :

	h [cm]	b [cm]	d [cm]	$\sigma_{bc(d)}$ [MPa]	$\sigma_{bc(A)}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s(A)}$ [MPa]
Poutre Principale	50	35	45	14.2	18.5	348	400
Poutre Secondaire	45	30	40.5	14.2	18.5	348	400

	Combinaison	Cas	M_{max} [N. m]	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]
Poutre Principale	ELU	1.35G+1.5Q	98030	14.20	348
	ELA	0.8G-EY	112650	18.50	400
Poutre Secondaire	ELU	1.35G+1.5Q	59640	14.20	348
	ELA	0.8G-EX	57420	18.50	400

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

	Combinaison	μ	μ_1	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre Principale	ELU	0.009	0.392	0.11	0.995	6.291
	ELA	0.011	0.392	0.14	0.994	6.289
Poutre Secondaire	ELU	0.008	0.392	0.10	0.995	4.25
	ELA	0.008	0.392	0.10	0.995	3.56

E.L.S.: (G+Q)

	M[N. m]	M_{ser} [N. m]	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
Poutre Principale	ELU 98030	71680	1.36	0.43	0.011	Vérifier
	ELA 112650		1.57	0.535	0.014	
Poutre Secondaire	ELU 59640	43440	1.37	0.435	0.010	Vérifier
	ELA 57420		1.32	0.41	0.010	

2) **En Appui :**

	h [cm]	b [cm]	d [cm]	$\sigma_{bc(d)}$ [MPa]	$\sigma_{bc(A)}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s(A)}$ [MPa]
Poutre Principale	50	35	45	14.2	18.5	348	400
Poutre Secondaire	45	30	40.5	14.2	18.5	348	400

	Combinaison	Cas	M_{max} [N. m]	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]
Poutre Principale	ELU	1.35G+1.5Q	-146170	14.20	348
	ELA	G+Q+EY	-185060	18.50	400
Poutre Secondaire	ELU	1.35G+1.5Q	-79120	14.20	348
	ELA	G+Q+EY	-95210	18.50	400

	Combinaison	μ	μ_1	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre Principale	ELU	0.014	0.392	0.17	0.992	9.40
	ELA	0.008	0.392	0.10	0.995	4.11
Poutre Secondaire	ELU	0.011	0.392	0.13	0.994	5.65
	ELA	0.013	0.392	0.16	0.993	5.92

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

E.L.S : (G

		M [N. m]	M _{ser} [N. m]	γ	ᾱ	α	condition
Poutre Principale	ELU	-146170	-106890	1.36	0.61	0.17	Vérifier
	ELA	-185060		1.73	0.625	0.10	
Poutre Secondaire	ELU	-79120	-57670	1.37	0.435	0.13	Vérifier
	ELA	-95210		1.65	0.575	0.16	

Tableaux récapitulatifs

Poutre principale

	A _{cal max} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	A ^{BAEL} _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)	CHOIX
En travée	6.291	1.90	8.75	1.75	8.01	3T14+3T12
En appui	9.40	1.46			9.42	3T12+3T16

Poutre secondaire :

	A _{cal max} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	A ^{BAEL} _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)	CHOIX
En travée	4.25	1.90	6.75	0.90	4.62	3T14
En appui	5.92	1.46			7.70	5T14

V.3.4.2. Vérification de la Flèche (poutre principale) : BAEL91 (Art : 6.5.1) (p : 90 ; 91)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

Poutre principale :

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{560} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.09892 > 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{560} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{112.65}{10 \times 185.06} \quad \Rightarrow \quad 0.0769 > 0.0608$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{10.05}{35 \times 45} \quad \Rightarrow \quad 0.0105 > 0.0063$$

donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire

Poutre secondaire :

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{540} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.0833 > 0.0625$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{540} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{59.64}{10 \times 95.21} = 0.0062 \Rightarrow 0.0833 > 0.0062$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{7.70}{30 \times 40.5} \Rightarrow 0.0105 > 0.0065$$

donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire

V.3.4.3. Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{by_1^2}{2} - 15 A(d - y_1) = 0$

$$D = 15 \frac{A}{b} \quad E = 2Dd \quad y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \alpha_1 = \frac{y_1}{d} \quad \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$k_1 = 15 \times \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} \quad \sigma_s = \frac{M}{A \beta_1 d} \quad \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

V.3.4.4. La vérification des contraintes :

		A (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	condition
Poutre P	Travée	8.04	210.76	12.65	400	15	Vérifiée
	Appui	10.05	246.19	13.41	400	15	Vérifiée
Poutre S	Travée	4.62	244.38	14.29	400	15	Vérifiée
	Appui	7.70	196.73	14.95	400	15	Vérifiée

➤ **Armatures transversales :** (la contrainte tangentielle)

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$\tau_u < \bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

Si $\tau_u < \bar{\tau}$ Alors la condition est vérifié

➤ **Disposition constructive:**

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi l; 30\text{cm}).$$

- En zone courante:

$$S_t \leq h/2$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$$

➤ **Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} \longrightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

Condition exigée par le RPA2003:

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Poutre Principale :

$$V_{\max} = 167.44 \text{ KN} \quad (0.8G-EY)$$

$$\tau_{\max} = \frac{V}{b \times d} = \frac{167440}{350 \times 450} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Poutre Secondaire :

$$V_{\max} = 77.19 \text{ KN} \quad (G+Q+EX)$$

$$\tau_{\max} = \frac{V}{b \times d} = \frac{77190}{300 \times 405} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

V.3.4.5. Influence De L'efforts Tranchants Sur Les Armatures Longitudinales :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (Moment de continuité), la Section des Armatures inférieurs doit être que l'on ait :

Poutre Principale :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V + \frac{M}{0.9 \times d} \right)$$

$$V_{\max} = 167.44 \text{ KN} \quad M_{\max} = 112.65 \text{ KN}$$

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2 > \left(\frac{1.15}{400} \times \left(167.44 + \left(\frac{112.65}{0.9 \times 0.450} \right) \right) \right)$$

$$A_s = 1.28 \text{ Condition vérifié}$$

Poutre Secondaire :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V + \frac{M}{0.9 \times d} \right)$$

$$V_{\max} = 77.19 \text{ KN} \quad M_{\max} = 95.21 \text{ KN}$$

$$A_s = 7.70 \text{ cm}^2 > \left(\frac{1.15}{400} \times \left(77.19 + \left(\frac{95.21}{0.9 \times 0.405} \right) \right) \right)$$

$$A_s = 0.97 \text{ cm} \text{ Condition vérifié}$$

V.3.4.6. Disposition Constrictives :

S_t : L'espace entre les cours d'armatures transversales.

Poutre Principale :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm} \right) = 12.5 \text{ cm.}$$

En zone Courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \quad \longrightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm.}$$

h : La hauteur de la Poutre.

$$S_t \leq \min((0.9 \times d); 50 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(40.5 \text{ cm}; 50 \text{ cm}). \text{ Condition vérifié}$$

Poutre Secondaire :

F-1) En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm} \right) = 11.25 \text{ cm.}$$

F-1) En zone Courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \quad \longrightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm.}$$

H : La hauteur de la Poutre.

$$S_t \leq \min((0.9 \times d); 50 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(36.45 \text{ cm}; 50 \text{ cm}). \text{ Condition vérifié}$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.3.4.7. Section minimale des Armatures Transversales : BAEL (Art : A.5.31) (P : 38)

Poutre Principale :

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{15 \times 0.4 \times 35}{400}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.525 \text{ cm}$$

Poutre Secondaire :

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{12 \times 0.4 \times 30}{400}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.36 \text{ cm}$$

V.3.4.8. Condition exigée par le RPA99-v2003 :

La quotité D'armatures transversales minimale est donnée par :

Poutre Principale :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 35$$

$$\Rightarrow A_t = 1.575 \text{ cm}^2.$$

Soit cadre+étrier en **4T8** $A = 2.01 \text{ cm}^2$

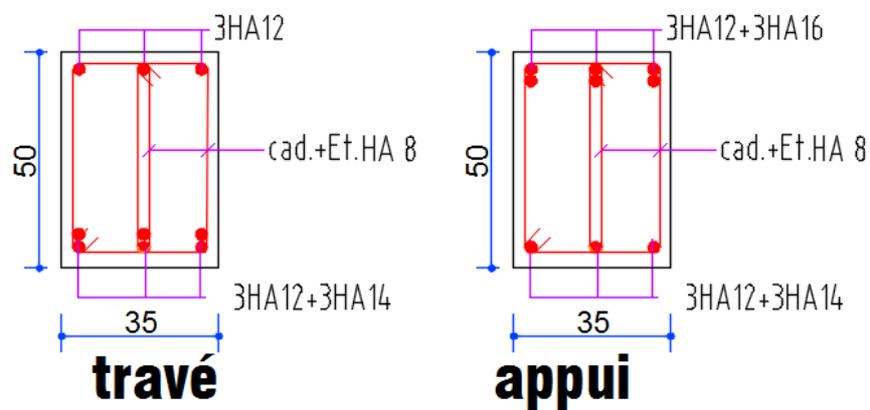
Poutre Secondaire :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

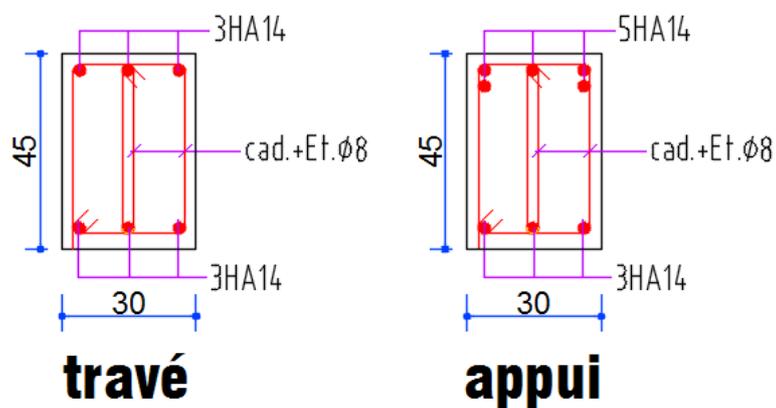
$$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 12 \times 30$$

$$\Rightarrow A_t = 1.08 \text{ cm}^2.$$

Soit cadre+étrier en **4T8** $A = 2.01 \text{ cm}^2$



Poutre principale



Poutre secondaire

Fig. V. 3. Schéma statique de ferrailage des POTEUR

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.INTRODICATION

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges

Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

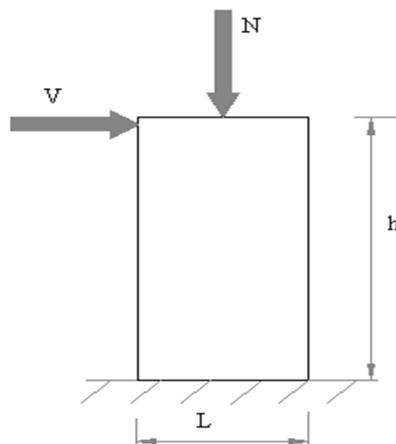


Figure. Les sollicitations engendrées dans les voiles

A) Les combinaisons d'action (RPA 99) :

- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8G \pm E$

B) Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

V.4.2.TYPE D'ARMATURE :

V.4.2.1.Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

A/ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les Armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

B/ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres Horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

C/ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales Doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

D/ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie Supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

V.4.2.2.Ferrailage verticale :

- a) Type de section à aborder :
- ✓ *Section Entièrement Tendue (S.E.T)*
 - ✓ *Section Entièrement Comprimée (S.E.C)*
 - ✓ *Section Partiellement Comprimée (S.P.C)*

b) Type de section à aborder :

Détermination de la nature de la section :

- calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaire c' est $h/6$).

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3} \right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

V.4.3.Calcul de la section d'armature

V.4.3.1.Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

- $D \leq \min \left(h_e; \frac{2L}{3} \right)$ article 7.7.4.p60 RPA 99(version2003)
- L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L = 2.50$ m) du RDC :

A) Exemple de calcul :

✚ Détermination des sollicitations : (0.8G + Ey)

$$M_{\max} = 663.38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_{\text{cor}} = 40.22 \text{ KN}$$

$$I = (0.15 \times 2.5^3) / 12 = 0.19 \text{ m}^4$$

$$V = h/2 = m. \quad v = 1.25 \text{ m}^2$$

$$\Omega = 0.15 \times 2.5 = 0.375$$

* Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} = \frac{0.04022}{0.375} + \frac{0.66338 \times 1.25}{0.19}$$

$$\sigma_1 = 4.471 \text{ MP a.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{v} - \frac{M.V}{I} = \frac{0.04022}{0.375} - \frac{0.66338 \times 1.25}{0.19}$$

$$\sigma_2 = -4.25 \text{ MP a.}$$

En à une Section Partiellement Comprimée (S.P.C)

*** Calcul de L_t :**

$$L_t = L \times \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.5 \times \left(\frac{5.25}{4.471 + 4.25} \right) = 1.50 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 2.5 - 1.50 = 1 \text{ m}$$

$$D \leq \min \left(\frac{2.5}{2}; \frac{2 \times 1}{3} \right) = (1.25; 0.66) \text{ soit : } d = 0.6 \text{ m} < L_t \longrightarrow d = L_t = 1.5$$

*** Détermination de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{663.38}{40.22} = 16.49$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \overline{\sigma}_b$$

$$A = (0.337 \times 250 - 0.81 \times 5) 15 \times 250 \times 18.5$$

$$A = 5563.87 \text{ KN.m}$$

$$B = N (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 663.38 + 40.22 (2.45 - 1.25) = 844.32 \text{ KN.m}$$

$$B = 40.22 (2.45 - 0.05) - 844.32 = -747.79 \text{ m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

✚ -Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; \frac{20e}{h} \right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 16.49}{2.5} = 131.92$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.91}{2.35} = 0.83 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.83 < 26.72 \dots \dots \dots (c.v)$$

V.4.4. Calcul de ferrailage :

▣ Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = 40.22 + 663.38 \times (2.45 - 1.25) = 836.28 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{836.28 \times 10^3}{18.5 \times 15 \times 245^2} = 0.023 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = 0.029$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{836.28 \times 10^3}{400 \times 0.988 \times 245} = 8.63 \text{ cm}^2$$

■ Calcul des armatures à la flexion composée

$$A_{\text{cal}} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 8.63 - \frac{40.22 \times 10^3}{400 \times 100} = 7.62 \text{ cm}^2$$

■ L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003)

$$A_{\text{min}}^{\text{RPA}} = 0.002 \times L_t \times \alpha = 0.002 \times 150 \times 15 = 4.5 \text{ cm}^2$$

■ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/2003 Art.7.7.4.1.p61)

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 245 = 5.51 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}^{\text{RPA}}) = \max(7.62 \text{ cm}^2 ; 4.5 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Alors on prend } A = 7.62 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$h' = h - 2lt > 0 = 2.5 - (2 \times 1.15) = 0.2 \text{ m.}$$

$$A_{\text{min}2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times 20 = 0.3$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\text{min}}^g$$

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$A_{\text{tot}} = (2 \times 7.62) + 0.3 = 15.54 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}^g = 5.51 \text{ cm}^2$$

On choisit dans toute la section du voile 32HA10 pour $A = 25.13 \text{ cm}^2$.

➤ L'espacement

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1.5 \times 15; 30 \text{ cm}) = \min (22.5; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{22.5}{2} = \min \left(\frac{1.5a}{2}; \frac{22.5}{2} \right) = (11.25; 11.5) \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le **(BAEL)** sont négligés par rapport ceux donnés par le **RPA99**

➤ Choix d'armature

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{16.06}{2} = 8.03 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a \times d} = \frac{1.4 \times 424.45 \times 10^3}{150 \times 245} = 1.62 < \bar{\tau}_b \dots \dots \dots \text{CV}$$

a : épaisseur du voile ($a = 15 \text{ cm}$)

h : longueur totale de la section tout ($h = 250 \text{ cm}$)

➤ Armatures horizontales

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1m de largeur.

Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3.P61

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

Chapitré v : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 250 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$

- **Les Armatures Transversales** :(armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de compression** : « à la base du refend »

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « **N** » est très important.

-Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

- **Navier Bernoulli**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

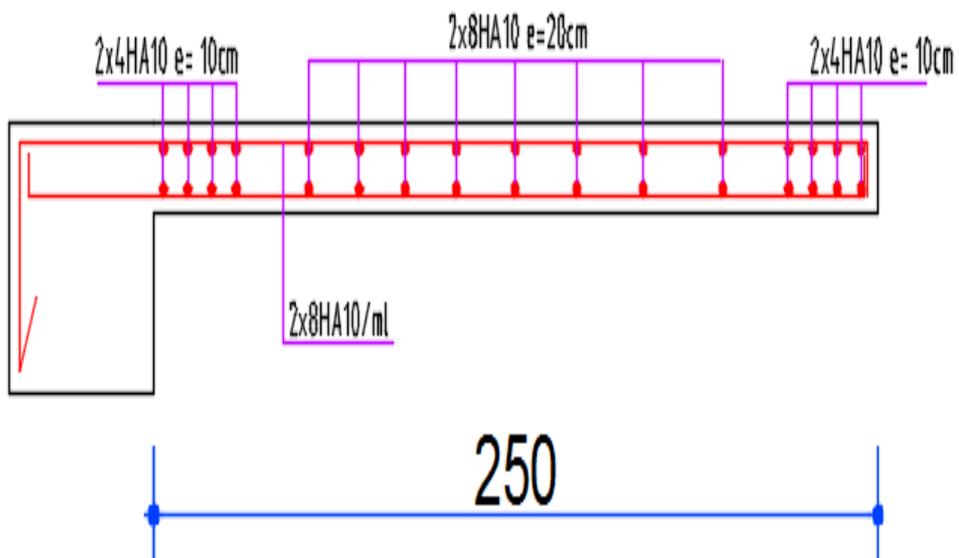
- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

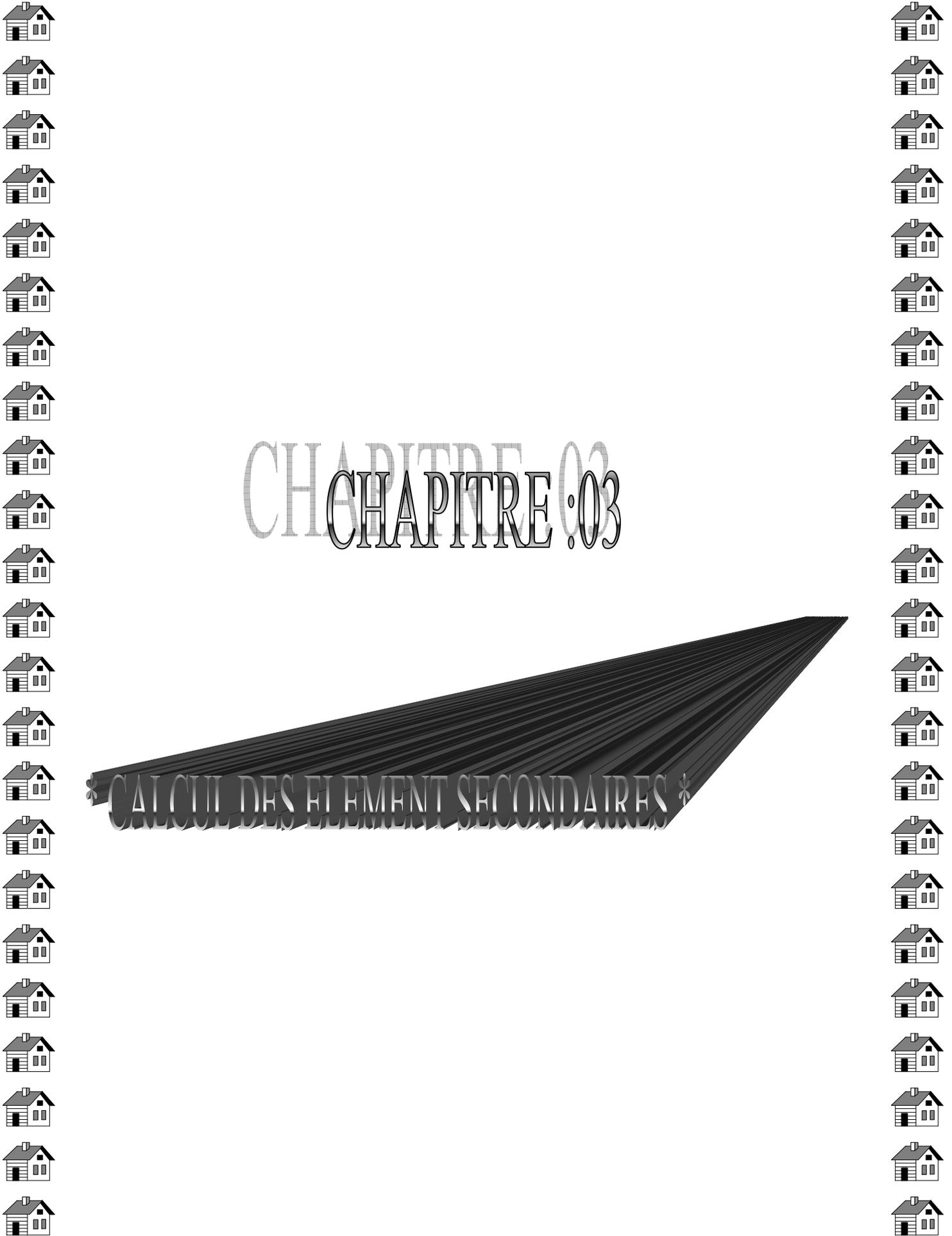
$$N = 40.22 \text{ KN}$$

$$M = 424.45 \text{ KN. M}$$

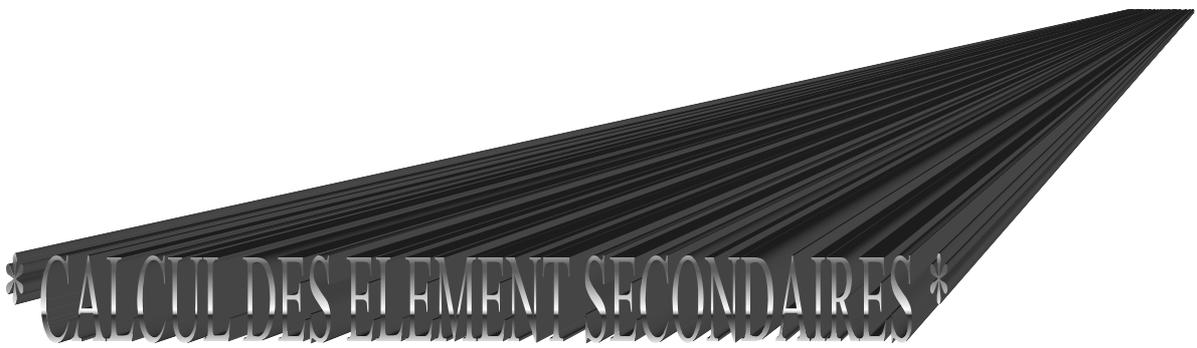
$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{40.22 \times 10^3}{150 \times 245} + \frac{6 \times 424.45 \times 10^3}{150 \times 245^2} = 1.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Fig. V.4. Schéma statique de ferrailage du voile





CHAPITRE : 03



CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRES *



Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage étudié

I-Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet.

II-Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment en (R+8) à usage d'habitation. (RDC + 8 étage identique avec terrasse inaccessible). Cet ouvrage est implanté dans la ville de ANNABA qui est classée comme zone de moyenne sismique (**Zone IIa**), est classé dans le **groupe d'usage 2** selon la classification du **RPA 99 version 2003 (Article 3.2)**.

III-Description architecturale :

- Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère 28.14 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0.60 m.
- Hauteur du R.D.C : 3.06 m
- Hauteur d'étage : 3.06 m
- La largeur du bâtiment : 12.6 m.
- La longueur du bâtiment : 30.10 m.

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles)

IV-Données du site :

- Le bâtiment est implanté à la ville d'ANNABA, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme SOL FERME
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 1.7$ bars

V-Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **L'ascenseur :** C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre l'utilisateur à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.
- ❖ **Les façades et les cloisons :**
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm
Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm
- ❖ **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.
- ❖ **Les balcons:** sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

 - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - limitation des tassements différentiels
 - L'encastrement de la structure dans le sol

VI-Règlements et normes utilisés :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.
- ❖ BAEL91

VII-Les états limitent :

Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

IV.1-les hypothèses de calcul :

➤ E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5% ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2% dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation (σ, ε) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

➤ E.L.S :

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

VII.2- les actions :

VII.2.1-Les différents types d'actions :

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - Les charges d'exploitations.
 - Les charges climatiques (neige et vent).

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

- Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

-Les chocs.

-Les séismes.

-Les explosions

-Les feux.

VII.2.2-Valeurs de calcul des actions : Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable

a) Combinaison d'actions à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)

➤ **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max}+G_{min}+1.5Q_1+\sum_{i>1} 1,3\psi_{oi} Q_i$$

$\psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{max}+G_{min}+FA+\psi_{1i} Q_1+\sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quaf < si-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article : A.3.3.3)

$$G_{max}+G_{min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

Q i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul : RPA99 version 2003

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \\ \\ G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

VIII-Les matériaux :

1-Béton : est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA 325 (ciment portland artificiel).le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

2-Caractéristiques mécanique du béton :

a) résistance à la compression f_{cj} : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16*32) cm² dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = 1.10 f_{c28} \quad \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

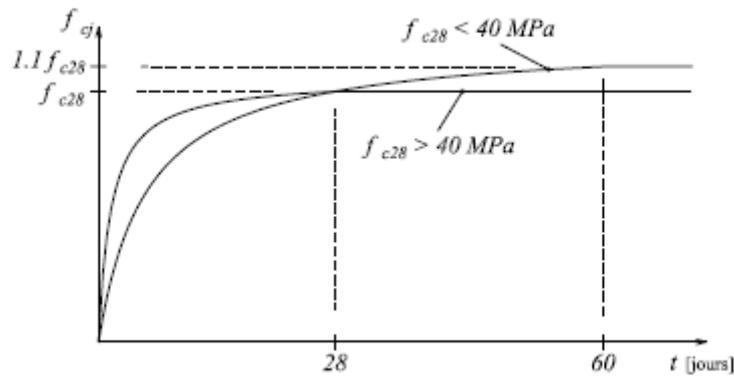


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton
 Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25\text{ MPa}$.

b) Résistance à la traction f_{t_j} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{t_j} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{t_j} = 0.275 f_{c_j} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (article A.5.1.2)

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min (0.2 f_{c_j} / \gamma_b ; 5\text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{c_j} / \gamma_b ; 4\text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ donc :

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33\text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module déformation longitudinale du béton : on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{Vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{c_j})^{1/3} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.2.1)}$$

e) Diagramme contraintes déformations :

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

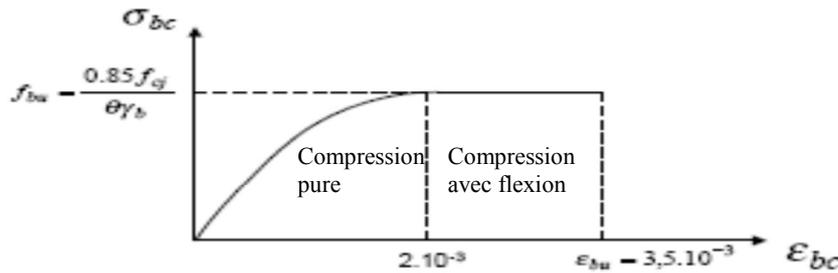


Figure II.2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1..si \text{ durée} > 24h \\ 0.9..si 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8..si h < 1h \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (\text{cas courants}) \\ 1.15 (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

3-L'acier:

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

4-Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

- **Contraintes limites** σ_s :

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ **ELS :**

BAEL91 (article A.4.5.3)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas 2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 \times f_e, \max (240, 110(\eta \times f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieus agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta \times f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treillis soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences.

5-Principales armatures utilisées :

Tab I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

6-Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93 (article A.2.2.2)**

- Droite de Hook ($\sigma = E_e$) de pente $E=2 \times 10^5 \text{ MPA}$ indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

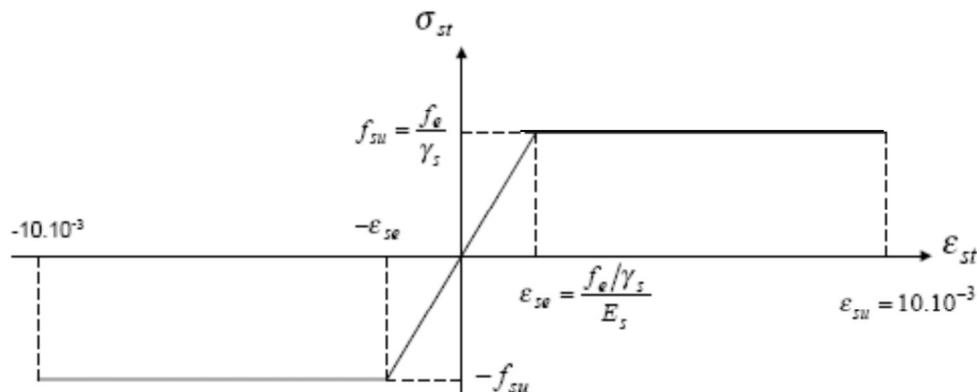


Figure.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

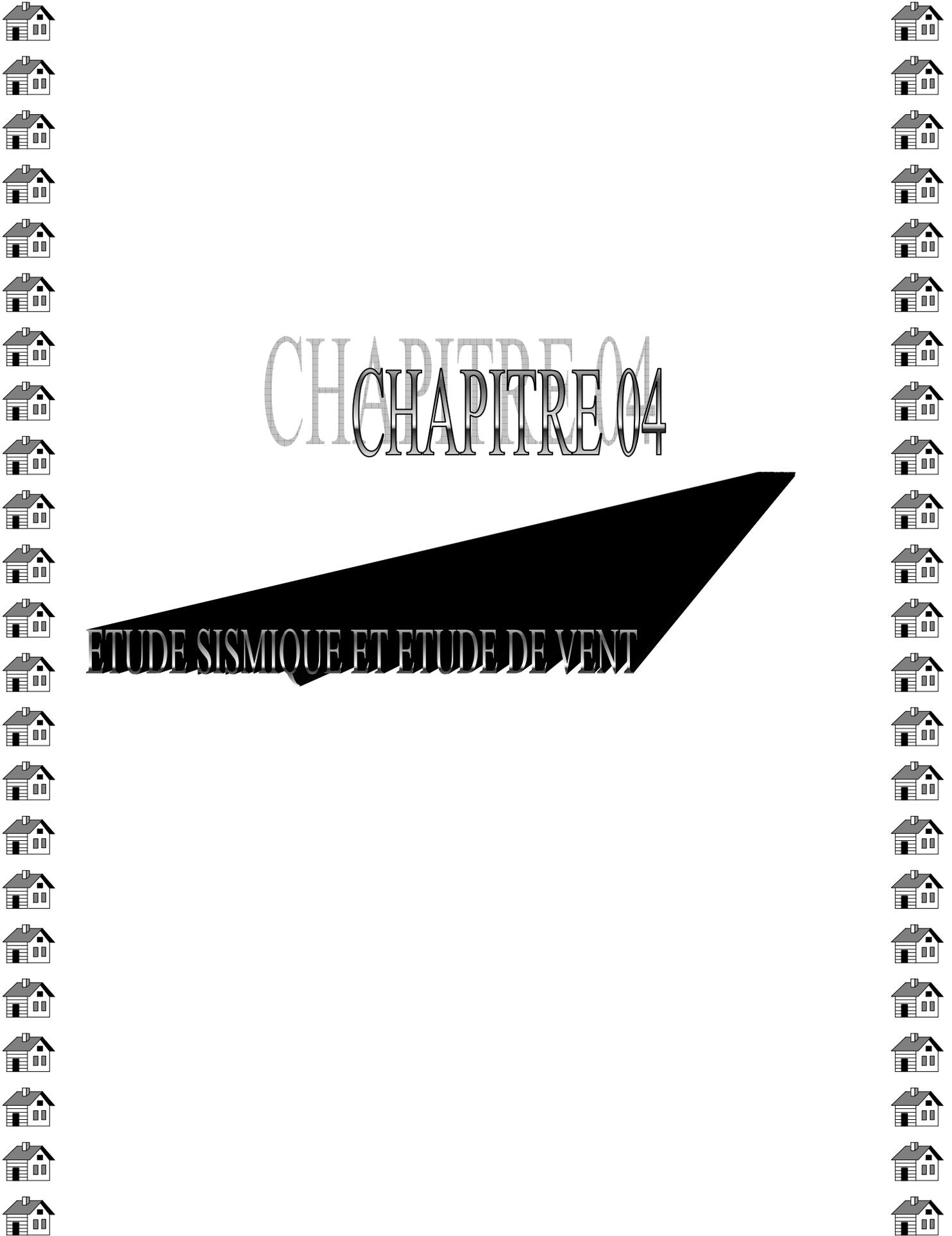
- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

7- Matériaux a utiliser :

Tab I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)	
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25	
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable		14,2
		*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15	
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19	
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39	
Acier	Limite d'élasticité f_e	400	
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$	
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle		400
		*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPP		/
		*FP5	240
		*FTP	176



CHAPITRE 04

ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

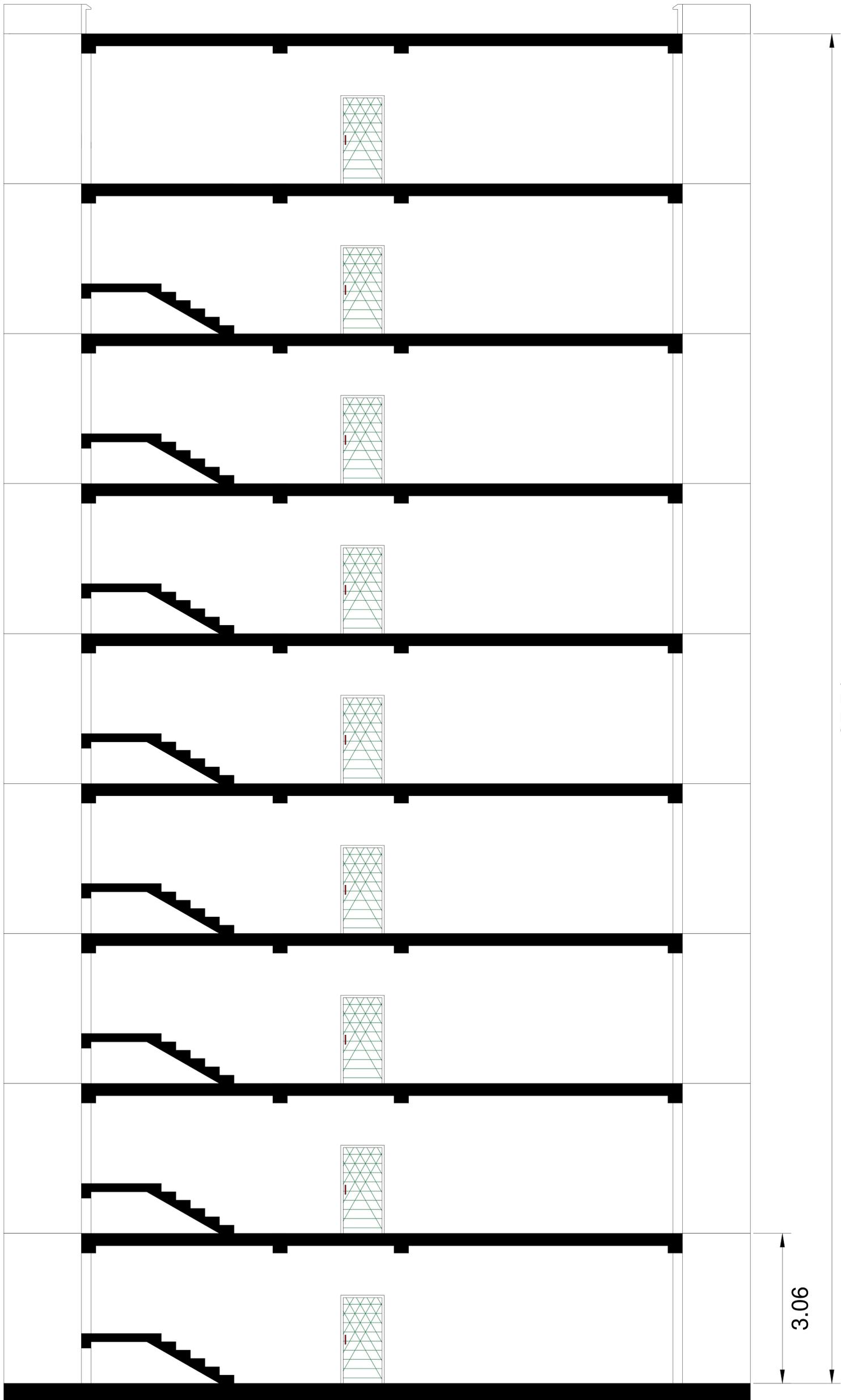
Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis de rassembler les différentes Connaissances acquises tout au long des cinq années de cursus universitaire.

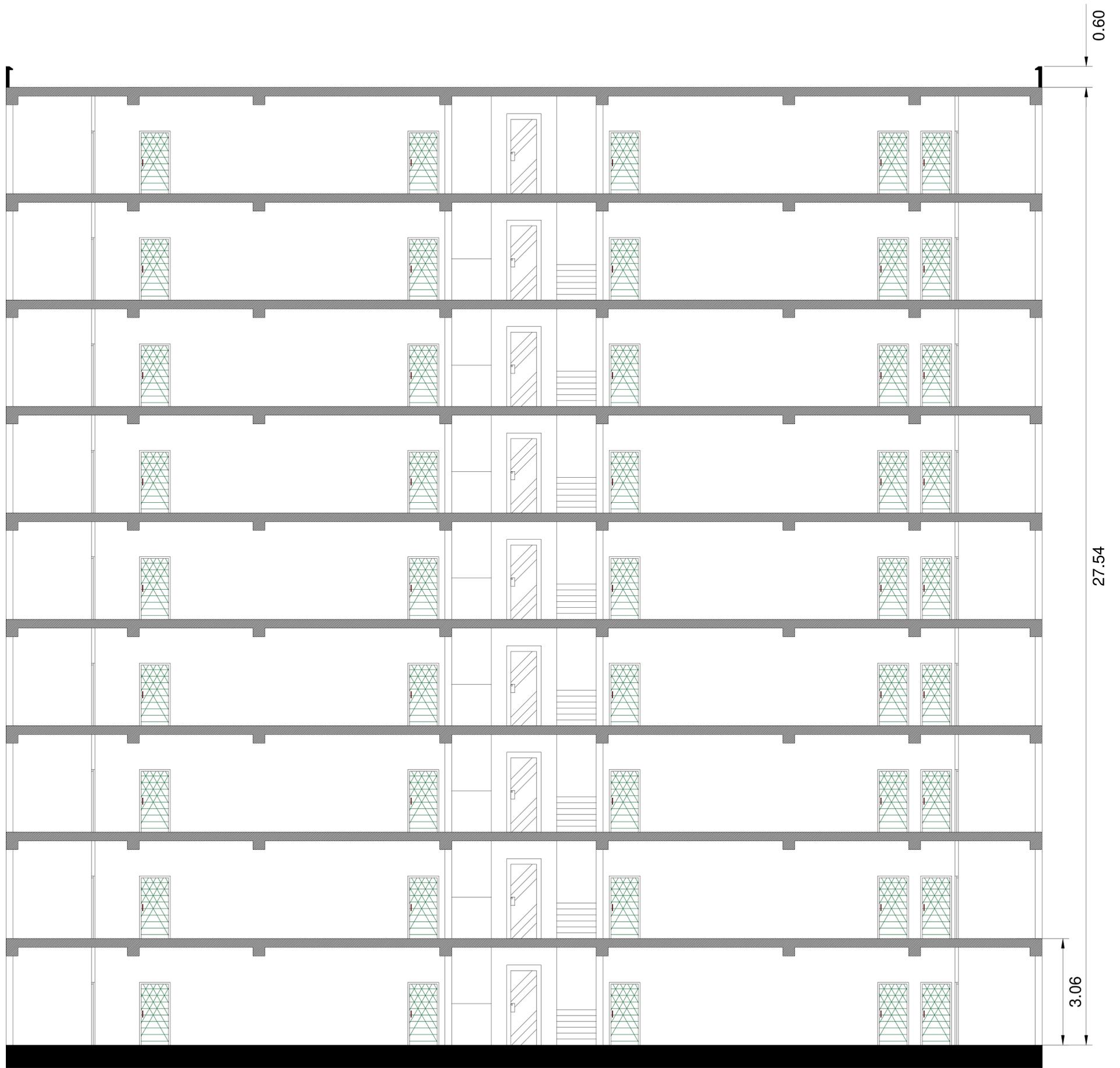
L'utilisation de ces connaissances dans un projet nous a également permis de mieux appréhender les détails des différentes étapes de conception, de calcul et de réalisation afférentes à un projet.

Cette étude nous a également contraint à adopter un rythme de travail qui nous a aidé à mieux enrichir nos connaissances tant sur le plan d'une meilleure exploitation de la documentation (livres techniques, documents techniques réglementaires en vigueur...),

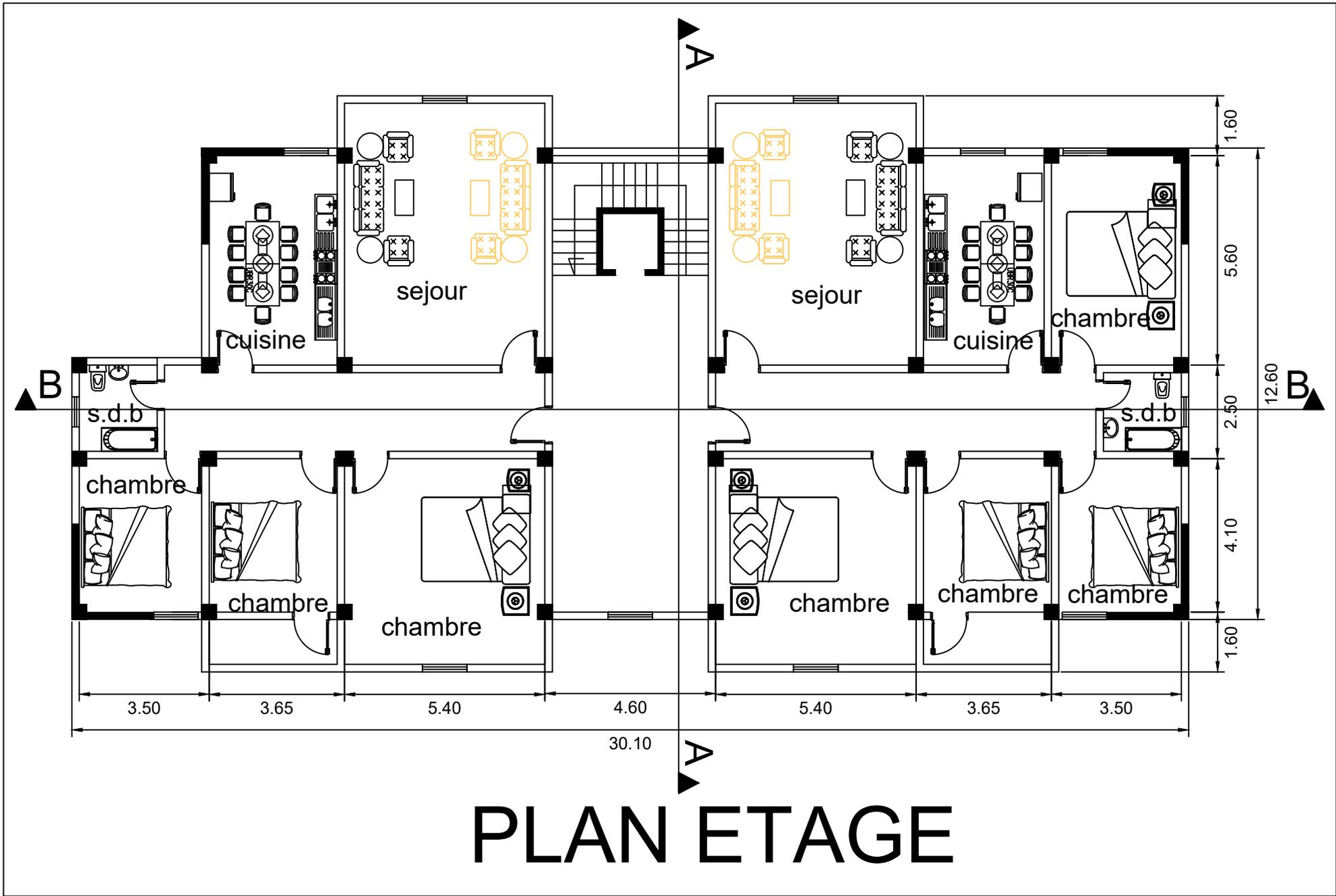
Si la documentation technique et l'outil informatique sont d'un apport précieux et indispensable dans la conception de la structure d'un projet, néanmoins la contribution du bon sens de l'ingénieur par le choix des solutions les plus efficaces et les moins coûteuses restent primordiales.



COUPE A-A



COUPE B-B



PLAN ETAGE

III.1.Calcul L'acrotère

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise a son poids propre et a une charge qui la main courante.

Le calcule se fait en la flexion composée.

III.1.2. Mode de travaille :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge " Q " horizontale due à la poussée de la main courante appliqué à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal " N " appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre " G ".

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m.

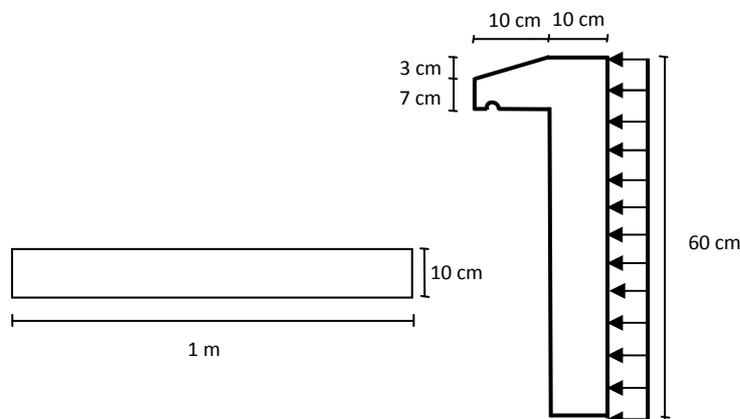


Figure III.1.2: schéma d'acrotère

III.1.3.Evaluation des charges :

- **Surface :** $S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$

$$S_T = 0.0685$$

- **Charge :** $G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ dan/ml}$

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ dan/ml}$$

Le poids propre $G=G_1+G_2=171.25+12 =183.25 \text{ dan/ml}$.

Surcharge « Q » (DTR BC 2.2 - A. 7.2.1 P20)

Q : force horizontal sollicité l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m , $Q.1m=1000 \text{ N}$

$$\left. \begin{array}{l} G = 1832.5 \text{ N/m} \\ Q = 1000 \text{ N/m} \end{array} \right\} \text{ Dans une bande d'un mètre.}$$

III.1.4. Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3.p 43) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

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

A: coefficient d'accélération de zone (RPA.art (4.1.p.26)).

A =0,15 (groupe 2, zone IIa).

C_p : facteur de force horizontale (RPA. art (6.1 p 43)).

$C_p = 0,80$ (élément en console)

W_p : poids de l'acrotère

$$W_p = 183,25 \text{ dan/ml}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,30 \times 0,80 \times 183,23$$

$$F_p = 175,92 \text{ dan/ml}$$

Soit $Q = 100 \text{ dan/m}$ (surcharge due a la main courante)

$$\text{Donc : } Q < F_p$$

$$G = 183.25 \text{ dan/ml}, \quad Q = 175.92 \text{ dan/ml.}$$

$$M_Q = 1759.2 \times 0.6 = 1055.52 \text{ N.m}$$

- D'une face tranche $T_u=Q =1055.52 \text{ N}$.

III.1.5. Sollicitation :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M=Q \times h=105.55 \times 0.6=63.33 \text{ Kg} .m.$$

$$N_u=G=183.25 \text{ Kg}.$$

$$T=Q=105.55 \text{ Kg}.$$

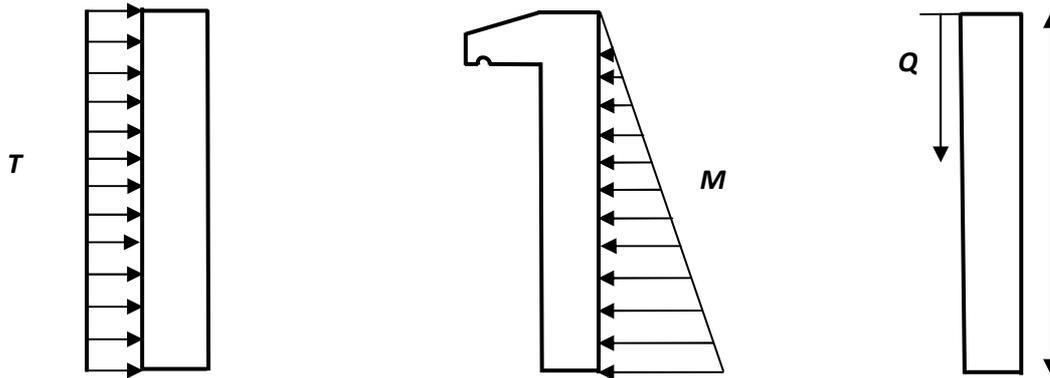


Figure III.1.5 : diagramme de sollicitation

III.1.6. Combinaisons d'action:

➤ **E.L.U:**

$N_u=1 \times G=183.25 \text{ dan/ml}$. On ne le majoré pas puisque la poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u= 1.5 \times Q \times H = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 \text{ dan / ml}.$$

$$T_u= 1.5 \times Q = 1.5 \times 100 = 150 \text{ dan / ml}.$$

➤ **E.L.S :**

$$N^{\text{ser}} = G = 183.25 \text{ dan /ml}.$$

$$M^{\text{ser}} = Q \times H = 100 \times 0.6 = 60 \text{ dan / ml}.$$

III.1.7. Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$, et de hauteur $h=10 \text{ cm}$.

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit $c=3cm$ à partir de l'axe de l'armature.

III.1.7.1 Armatures longitudinales :

- E.L.U :

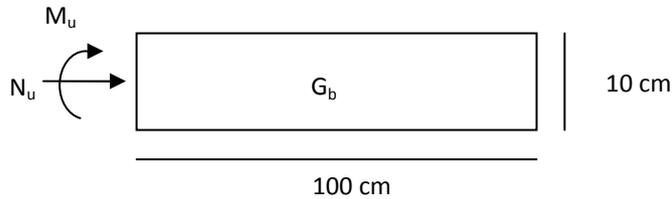


Fig. III-1-7-1-Section de Calcul

- Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$* e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{183.25} = 0.49 \text{ m.}$$

$$* \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m. donc } e_G = \max(e ; \frac{h}{2}) = 0.49 \text{ m.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, dans la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_l égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- Détermination de la section des armatures à la flexion simple:

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 95 + 183.25 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 93.665 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0134 < \mu l = 0.392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$)

III.1.7.2. Condition de non fragilité : B.A.E.L (A.4.2.1):

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A \min \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A \min \geq 0.84 \text{ cm}^2.$$

- Pourcentage minimal d'armature longitudinal :

$$A_L \geq 0.0025b.h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u, A^{ser}, A_L, A_{\min}) \Rightarrow A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } A_L = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

III.1.8. Vérification de l'effort tranchant : B.A.E.L (A.5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{N_u}{b_0 \cdot d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}.$$

Donc les armatures traversables ne sont pas nécessaires

III.1.8.1. Armatures de répartition :

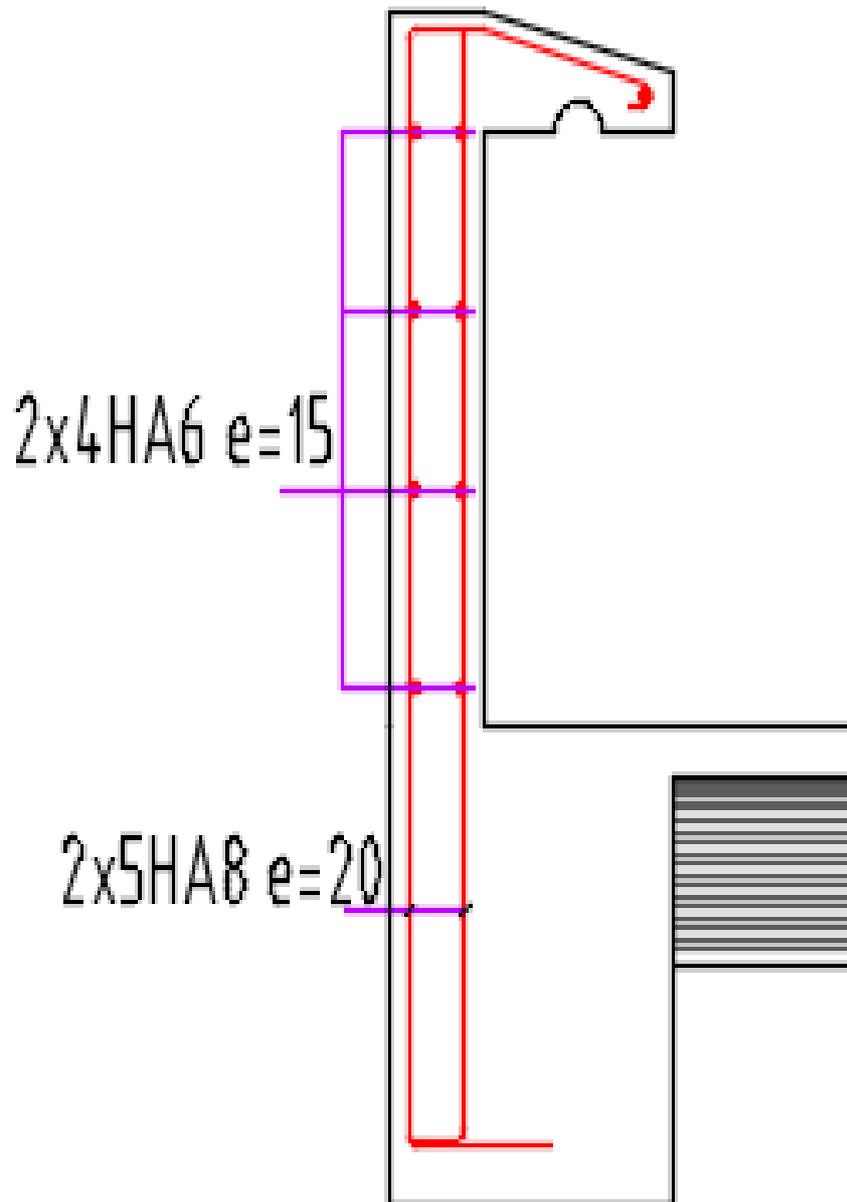
$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) A^l = (0.625 \div 1.25) \text{ on adopte } : A_r = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

III.1.8.2. Espacement des armatures :

$$A_l = 5\phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}.$$

$$A_r = 4\phi 6 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

III.1.9. Présentation du ferrailage :



III.2. Calcul des planchers :

III.2.1. Introduction :

Les planchers de notre projet sont constitués de corps creux et d'une table de compression ferrillée par un treille soudé reposant sur des poutrelles en béton armé coulé sur place.

III.2.2. Justification du choix des planchers à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Plus léger que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique par rapport à la dalle pleine.

III.2.3. Etude des poutrelles :

Il y a plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les suivants méthodes :

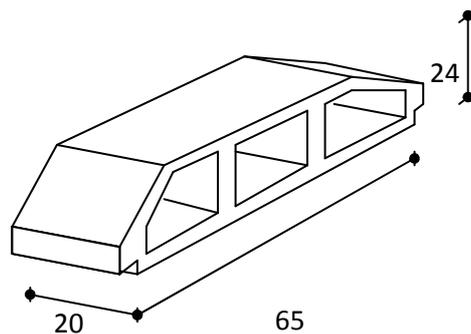


Figure.III.2.3. Corps Creux.

III.2.4. Méthode de calcul des poutrelles :

III.2.4.1. Méthode forfaitaire :

$$\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kg} / \text{m}^2 \end{cases} \Leftrightarrow Q \leq \max(2G, 500 \text{ Kg} / \text{m}^2)$$

▪ Condition d'application :

1- Inertie constante (I):

$$2- 0.8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1.25$$

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

3- Fissuration peu nuisible

- M_0 : Moment isostatique d'une travée.
- M_t : Moment d'une travée.
- M_w : Moment gauche.
- M_l : Moment droit.
- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

<i>Travée de rive</i>	<i>Travée intermédiaire</i>
$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$	$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$
$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0$	$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0$
$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$	$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$

III.2.5. Méthode de Caquot :

- **Condition d'application :**

$$Q > 2G$$
$$Q > 500 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

Les charges permanentes et d'exploitation sont élevées.

Le moment d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

III.2.6. Evaluation des charges :

III.2.6.1. Plancher étage – courant :

- **Les charges permanentes :** d'après (DT.R.B.C.2.2) Pour les plancher d'habitation
- **Charge permanente :** $G=5.8K \text{ N/m}^2$
- **Surcharge d'exploitation :** $Q=1.5KN/m^2$

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

III.2.6.2 Plancher terrasse :

- Charge permanente : $G= 6.78K N/m^2$.
- Surcharge d'exploitation : $Q=1K N/m^2$

III.2.7. Combinaison d'actions :

- ✓ E.L.U : $P_u = (1.35 G + 1.5 Q) 0.65$
- ✓ E.L.S : $(G+Q) 0.65$

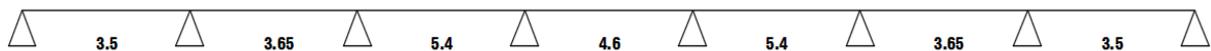
III.2.8. Type des planchers : DEUX TYPE DES PLANCHERS

III.2.8.1- Plancher sur 8 appuis.

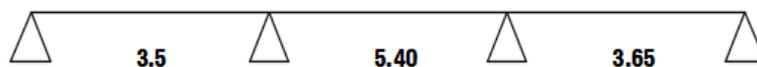
III.2.8.2-Plancher sur 4 appuis.

III.2.8.3-Plancher sur 3 appuis.

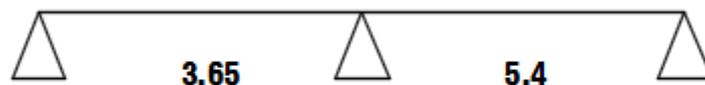
TYPE 01 :



TYPE 02 :



TYPE 03 :



✚ Cas de travée de rive :

- ✓ $L' = L$

✚ Cas de travée intermédiaire :

- ✓ $L' = 0.8 L$.

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

III.2.9.Moment en appui :

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

$$M_{app} = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l_d{}^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

III.2.10.Moment en travée :

$$x_t = \frac{L}{2} - \frac{M_G - M_D}{PL}$$

$$M_T = \frac{p \times x_t^2}{2} + M_g$$

Avec M_g, M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

III.2.11.Effort tranchant :

$$V_x = \theta(x) + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$\theta(x) = \pm \frac{pl}{2}$$

➤ Dans le cas de notre projet on a :

	ELU	ELS
PT	6.92KN/ml	5.06kn/ML
P ETAGE	6.55KN/ml	4.75 KN/ml

III.2.9.1.Moment en appui :

✓ Les moments en appuis: TYPE 01

Terras : M_{app} KN.m			étage : M_{app} KN.m	
N	ELU	ELS	ELU	ELS
<u>2</u>	-8.59	-6.28	-8.13	-5.89

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

<u>3</u>	-11.86	-8.67	-11.23	-8.14
<u>4</u>	-13.72	-9.70	-12.56	-9.11
<u>5</u>	-13.72	-9.70	-12.56	-9.11
<u>6</u>	-11.86	-8.67	-11.23	-8.14
<u>7</u>	-8.59	-6.28	-8.13	-5.89

✓ **Les moments en appuis: TYPE 02**

Terras : M_{app} KN.m			étage : M_{app} KN.m	
N	ELU	ELS	ELU	ELS
<u>2</u>	-8.59	-6.28	-8.13	-5.89
<u>3</u>	-11.86	-8.67	-11.23	-8.14

✓ **Les moments en appuis: TYPE 03**

Terras : M_{app} KN.m			étage : M_{app} KN.m	
N	ELU	ELS	ELU	ELS
<u>3</u>	-16.38	-11.98	-15.51	-11.25

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

III.2.10.1 Moment en travée :

✓ Le moment en travée: **TYPE 01**

N°	Terras						étage					
	ELU			ELS			ELU			ELS		
	L(m)	X _T (m)	M _T (KN. m)	L(m)	X _T (m)	M _T (KN. m)	L(m)	X _T (m)	M _T (KN. m)	L(m)	X _T (m)	M _T (KN. m)
1-2	3.5	1.4	6.78	3.5	1.26	4.016	3.5	1.38	6.24	3.5	1.23	3.59
2-3	3.65	1.7	1.41	3.65	1.65	0.60	3.65	1.69	1.22	3.65	1.64	0.49
3-4	5.4	2.65	12.44	5.4	2.63	8.83	5.4	2.65	11.76	5.4	2.63	8.29
4-5	4.6	2.3	4.58	4.6	2.3	3.68	4.6	2.3	4.76	4.6	2.3	3.45
5-6	5.4	2.65	10.58	5.4	2.63	7.79	5.4	2.65	10.44	5.4	2.63	7.31
6-7	3.65	1.7	-1.86	3.65	1.65	-1.78	3.65	1.69	-1.87	3.65	1.64	-1.75
7-8	3.5	1.4	-1.81	3.5	1.26	-2.26	3.5	1.38	-1.89	3.5	1.23	-2.11

✓ Le moment en travée: **TYPE 02**

N°	Terras						étage					
	ELU			ELS			ELU			ELS		
	L(m)	X _T (m)	M _T (KN. m)	L(m)	X _T (m)	M _T (KN. m)	L(m)	X _T (m)	M _T (KN. m)	L(m)	X _T (m)	M _T (KN. m)
1-2	3.5	1.4	6.78	3.5	1.26	4.016	3.5	1.38	6.24	3.5	1.23	3.59
2-3	3.65	1.7	1.41	3.65	1.65	0.60	3.65	1.69	1.22	3.65	1.64	0.49
3-4	5.4	2.65	12.44	5.4	2.63	8.83	5.4	2.65	11.76	5.4	2.63	8.29

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

✓ Les moments en travées: TYPE 03

Terras							étage					
ELU			ELS				ELU			ELS		
N°	L(m)	X _T (m)	M _T (KN. m)	L(m)	X _T (m)	M _T (KN. m)	L(m)	X _T (m)	M _T (KN. m)	L(m)	X _T (m)	M _T (KN. m)
2-3	3.65	1.18	4.81	3.65	1	2.53	3.65	1.14	4.26	3.65	0.9	1.92
3-4	5.4	2.77	10.17	5.4	2.79	7.71	5.4	2.77	9.61	5.4	2.80	7.37

III.2.11.Effort tranchant :

✓ Effort tranchant don la: TYPE 01

Terras							étage					
ELU			ELS				ELU			ELS		
N°	L(m)	T _w (KN)	T _e (KN)	L(m)	T _w (KN)	T _e (KN)	L(m)	T _w (KN)	T _e (KN)	L(m)	T _w (KN)	T _e (KN)
1-2	3.5	9.66	-14.56	3.5	7.06	-10.64	3.5	9.14	-13.78	3.5	6.63	-9.99
2-3	3.65	11.73	-13.51	3.65	8.68	-9.88	3.65	9.48	-11.16	3.65	8.05	-9.27
3-4	5.4	18.34	-19.02	5.4	13.47	-13.85	5.4	17.44	-17.92	5.4	12.65	-12.99
4-5	4.6	15.91	-15.91	4.6	11.63	-11.63	4.6	15.06	15.06	4.6	-10.92	10.92
5-6	5.4	19.02	-18.34	5.4	13.85	-13.47	5.4	17.92	-17.44	5.4	12.99	-12.65
6-7	3.65	13.51	-11.73	3.65	9.88	-8.68	3.65	11.16	-9.48	3.65	9.27	-8.05
7-8	3.5	14.56	-9.66	3.5	10.64	-7.06	3.5	13.78	-9.14	3.5	9.99	-6.63

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

✓ Effort tranchant don la: TYPE 02

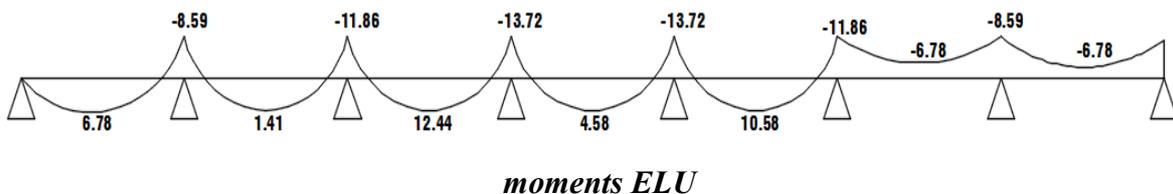
N°	Terras						étage					
	ELU			ELS			ELU			ELS		
	L(m)	T _w (KN)	T _e (KN)	L(m)	T _w (KN)	T _e (KN)	L(m)	T _w (KN)	T _e (KN)	L(m)	T _w (KN)	T _e (KN)
1-2	3.5	9.66	-14.56	3.5	7.06	-10.64	3.5	9.14	-13.78	3.5	6.63	-9.99
2-3	3.65	11.73	-13.51	3.65	8.68	-9.88	3.65	9.48	-11.16	3.65	8.05	-9.27
3-4	5.4	18.34	-19.02	5.4	13.47	-13.85	5.4	17.44	-17.92	5.4	12.65	-12.99

✓ Effort tranchant don la: TYP

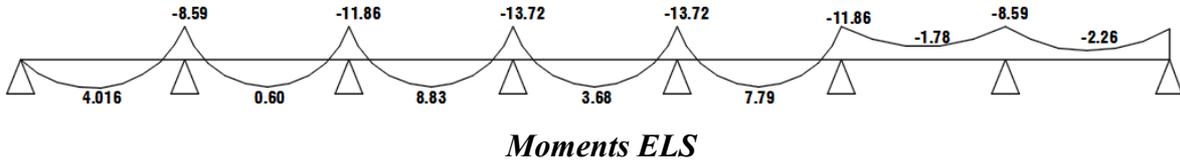
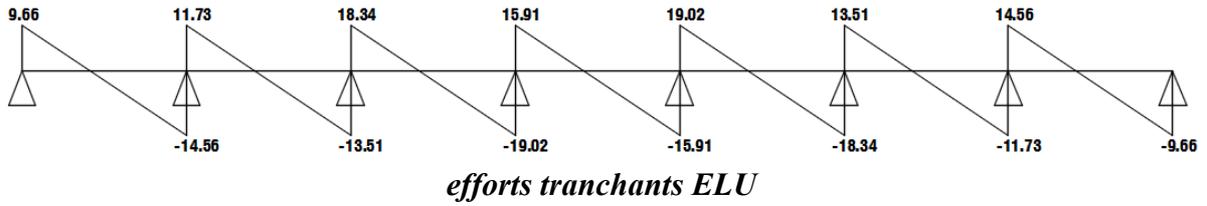
N°	Terras						étage					
	ELU			ELS			ELU			ELS		
	L(m)	T _w (KN)	T _e (KN)	L(m)	T _w (KN)	T _e (KN)	L(m)	T _w (KN)	T _e (KN)	L(m)	T _w (KN)	T _e (KN)
2-3	3.65	8.14	-17.1	3.65	5.95	-12.61	3.65	6.08	-14.56	3.65	5.6	-11.72
3-4	5.4	19.17	-18.19	5.4	14.08	-13.24	5.4	18.22	-17.14	5.4	13.21	-12.43

II.2.11. Les diagrammes des moments et l'effort tranchant

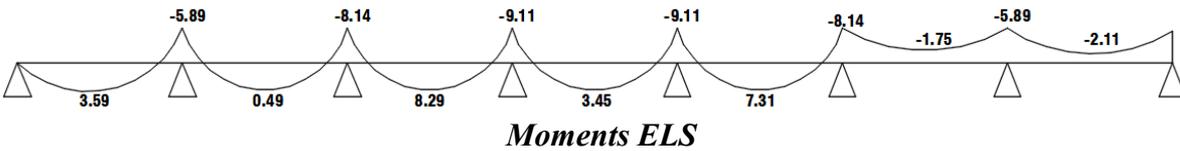
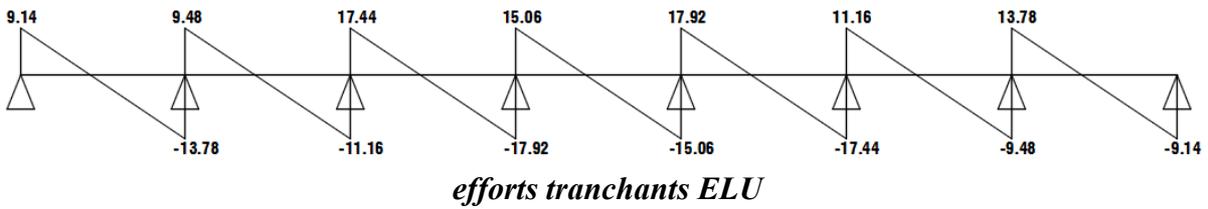
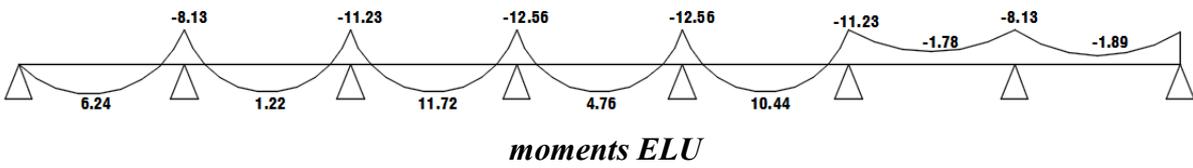
Type 1 terrasse



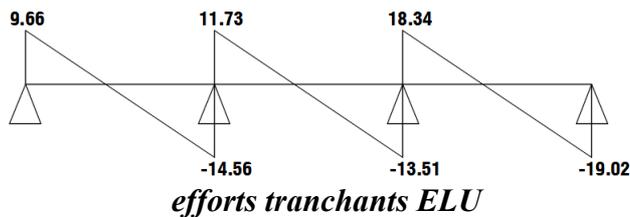
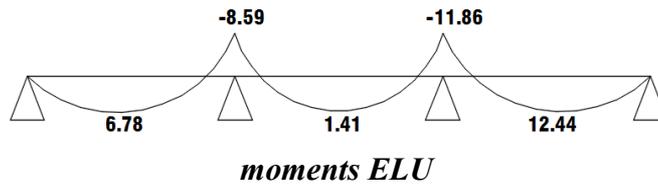
CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

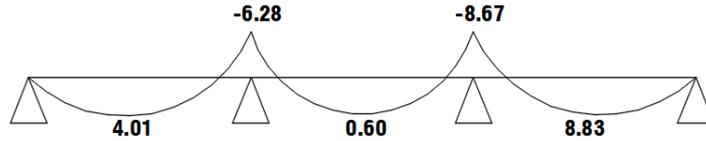


Type 1 étage

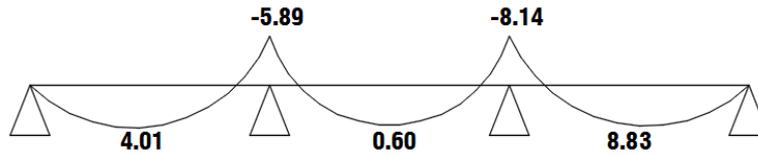
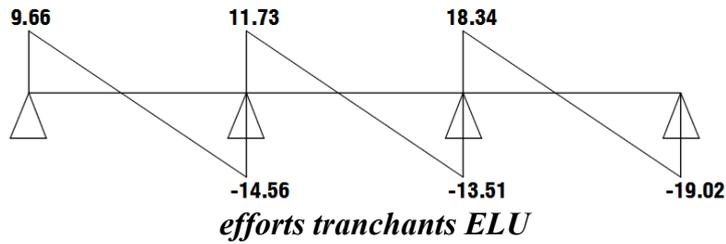


Type 2 terrasses

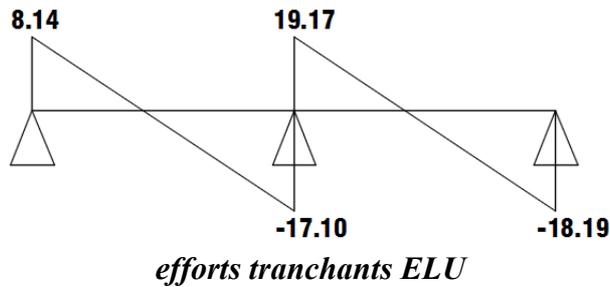
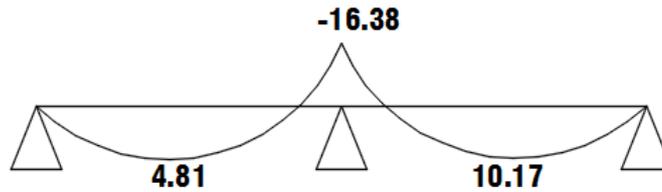


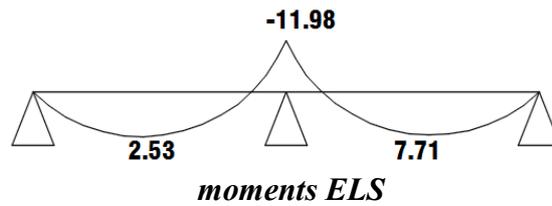


Type 2 étages

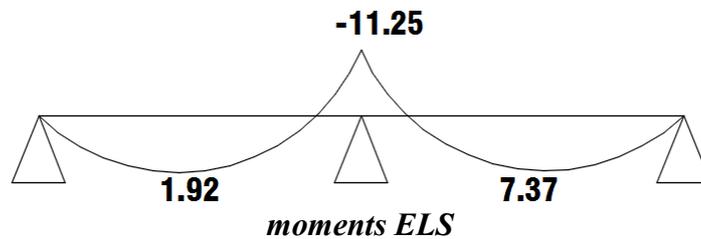
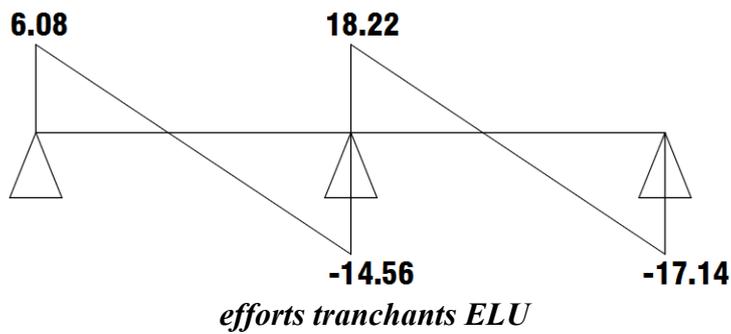
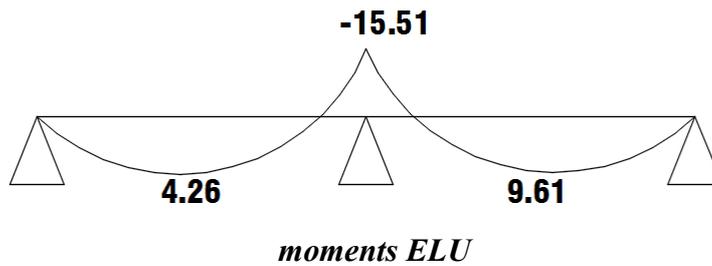


Type 3 terrasses





Type 3 étages



III.2.12. Calcul du ferrillage :

	M_{MAX}^{TRAVE} (KN .m)	M_{MAX}^{APP} (KN .m)	T_{MAX} (KN .m)
E.L.U	12.44	16.38	19.17
E.L.S	8.83	11.98	14.08

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

➤ **L'enrobage** : $c \geq c_0 + \frac{\emptyset}{2}$; $\emptyset \geq \frac{h}{2} = \frac{24}{10} = 2.4\text{cm}$. $c_0 \geq 1\text{cm} \rightarrow c_0 = 1\text{cm}$

$$\Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm.}$$

Alors on adopte $c = 2 \text{ cm}$.

III.2.13. Calcul des armatures longitudinales :

- En travées :

- E.L.U :

$$M_U = 12.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{tab} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 14.20 \times 65 \times 4 \times \left(22 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_{tab} = 7.3840 \text{ KN.m}$$

$$M_U = 12.44 \text{ KN.m} \geq M_{tab} = 7.3840 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la section en "T" sera calculer comme une section rectangulaire de largeur b.

Le moment sur appuis est négatif donc le béton tendu de la dalle se trouve dans la partie supérieure, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_c}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Tableau III.2.14. récapitulatif des résultats :**

Elément	M(KN.m)	b (m)	μ	μ_l	α	β	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	16.38	1.0	0.331	0.392	0.726	0.709	0.137
Travée	12.44	6.5	0.028	0.392	0.035	0.986	0.074

➤ **E.L.S :**

D'après le "B.A.E.L 91" :

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

La fissuration est peut nuisible \Rightarrow il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	α	M_u	M_s	γ	F_{c28}	α_l	Condition
Travée	0.074	12.44	8.83	1.40	25	0.45	c.v
Appuis	0.137	16.38	11.98	1.36	25	0.43	c.v

➤ **Condition de non fragilité : B.A.E.L 91 (1.4.2.1)p29**

$$A_{\min} \geq 0.23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_c}$$

- En travée : $A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.72 \text{ cm}^2$

- En appuis : $A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$

➤ Pourcentage minimale : B.A.E.L.91 (art B.6.4).....P153

$$A'_m \geq 0.001bh$$

❖ EN Travée :

$$A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$$

❖ EN Appuis :

$$A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2$$

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

- Tableau III.2.15.récapitulatif des résultats :

Elément	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_m (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Travée	0.137	1.72	1.56	1.72	2HA12=2.26
Appuis	0.074	0.26	0.24	0.26	1HA12=1.13

III.2.16. Vérification de l'effort tranchant :

➤ - La contrainte de cisaillement : Selon la B.A.E.L 91 (A.5.1.1) :

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{19.17 \times 10^3}{100 \times 220} = 0.87 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites (perpendiculaires à la fibre moyenne), donc " τ_u " doit être au plus égale à la plus basse deux valeur :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (B.A.E.L.A.1.211).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.24 \times \frac{25}{1.5}, \text{ MPa} \right) = \min (4 , 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

Diamètre minimale ϕ_t : C.B.A.93. (A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h_t}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right) = (6.85 , 16 , 10)$$

$$\phi_t \leq \min (6.85, 12, 10)$$

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

Soit : $\varnothing_t = 8\text{mm}$

Donc on adopte des cadres \varnothing_8 d'où :

$$A_t = 2 \times \varnothing_8 = 1\text{cm}^2 \text{ de muance Fe 400}$$

➤ **L'espace des cadres St: BAEL91 (A.5.1, 22).**

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40\text{cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 19.8$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1, 31)

➤ Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que l'on a :

$$v_u \leq \frac{0,8 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot 2} ; a = 0.9 d = 19.8$$

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = 19.8 \text{ cm}$.

$$V_u = 19020\text{N}$$

$$\frac{0.8 \times 10 \times 19.8 \times 100 \times 25}{1.5 \times 2} = 132000\text{N} \geq V_u = 19020\text{N} \dots \text{cv}$$

➤ Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit

$$\text{être telle que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2.26\text{cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$1.15 \times \frac{19.17 \times 10^3}{400} = 47.92\text{mm}^2 < 628\text{mm}^2$$

III.2.17. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8. 424)

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{24}{301} = 0.079 < 0.044 \dots \text{cv}$$

$$2/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0.0039 < 0.000147 \dots \text{cv}$$

$$3/ \frac{A}{b_{\square} \times d} \leq \frac{3.06}{f_e} \longleftrightarrow \frac{2.26}{65 \times 22} = 0.0015 < 0.009 \dots \text{cv}$$

❖ La dalle mince (Table de compression) :

BAEL91 (b.6.8, 423)P171

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé F_eE 235 → $f_e = 235\text{MPa}$
- ❖ Les sections des armatures perpendiculaires aux nervures doivent satisfaire à la condition suivante :

L'écartement (L) entre axes des nervures à 65cm donc : $L_n = 65\text{cm}$.

$$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}.$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{\square_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{\perp} = 6 \text{ } \emptyset 5 = 1.17 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement :**

N : nombras de barre.

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}.$$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$

➤ **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.106}{2} = 0.55\text{cm}^2$$

En adopte : $A_{//} = 3 \text{ } \emptyset 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement :**

N : nombras de barre.

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}.$$

Soit : $S_t = 30\text{cm}$

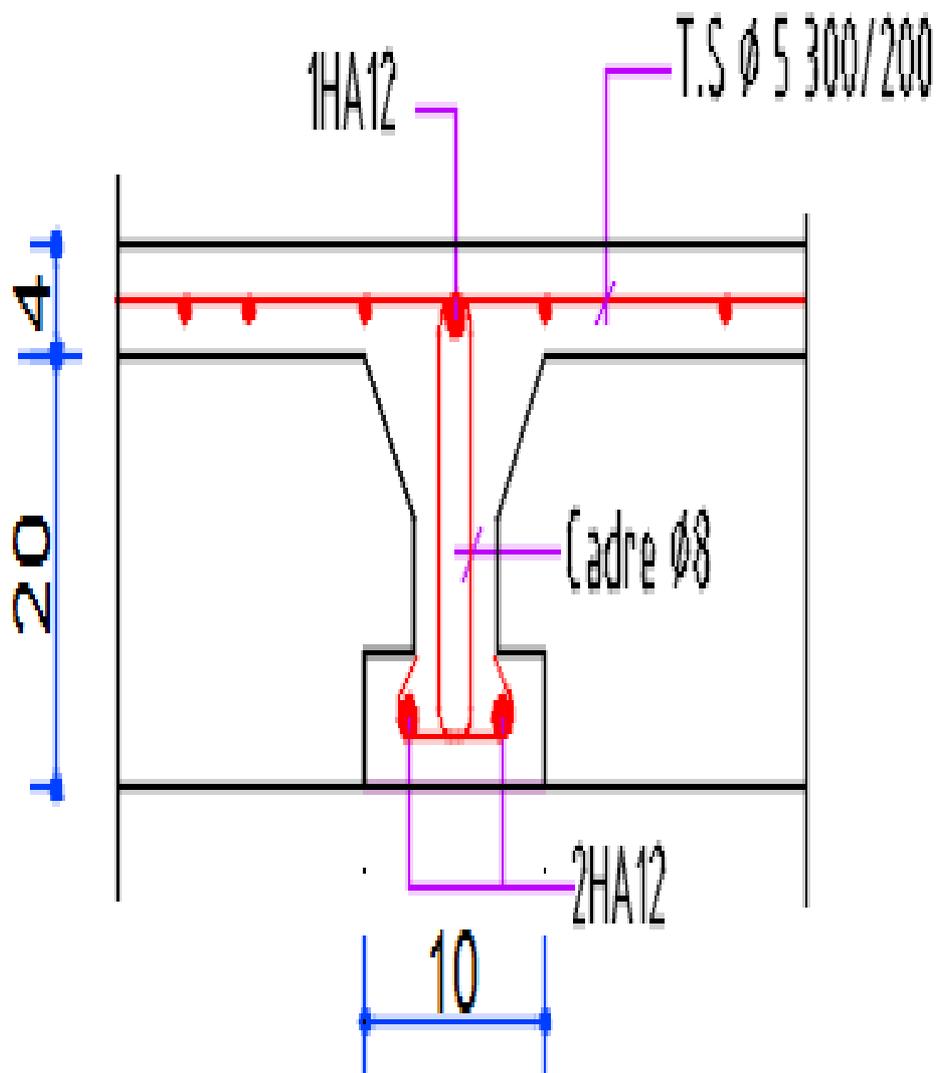
Donc on choisi un treille soudé TS $\emptyset 5$ (20×30)cm²

$A_{//} = 3 \text{ } \emptyset 5/\text{ml}$; $e = 30\text{cm}$

: $A_{\perp} = 6 \text{ } \emptyset 5 /\text{ml}$; $e = 20\text{cm}$

- **III.2.18. Présentation du ferrailage**

travé et appui



III.3.Etude de balcons :

III.3.1Méthode de calcul :

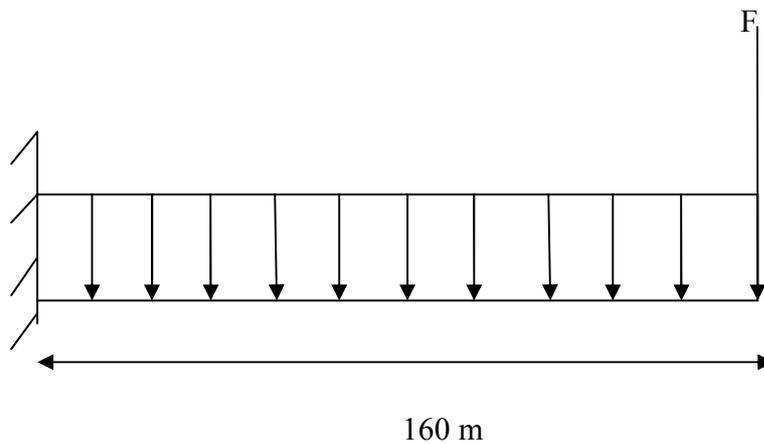
Le calcul se fait en la flexion simple.

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple du à :

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur : 12cm.



➤ **Charge permanente :**

$$G = 4.25\text{KN/m}^2.$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q = 3.50\text{KN/m}^2.$$

➤ **Charge concentrée :**

- Brique creuse (10cm)..... $9 \times 0.1 = 0.9 \text{ KN/ml}$.
- Enduit en ciment (2cm)..... $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/ml}$.
- Garde corps $1 \times 1 = 1 \text{ KN/ml}$.

$$F = 2.26\text{KN / ml}.$$

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

- **Moment dû à la main courante :**

$$M_{\text{main}} = 1 \times 1\text{m} = 1\text{KN}.$$

III.3.2. DETERMINATION DES EFFORTS :

- ✓ **ELU :**

$$T_u = ((1.35 \times (G+F)) + (1.5 \times Q)) \times 1.60.$$

$$T_u = ((1.35 \times (4.25+2.26)) + (1.5 \times 3.5)) \times 1.60$$

$$T_u = 22.46 \text{ KN}.$$

$$M_u = 1.35 (F \times L + G \frac{L^2}{2}) + 1.5 (Q \frac{L^2}{2} + M).$$

$$= 1.35 (2.26 \times 1.6 + 4.25 \times 1.28) + 1.5 \times (3.5 \times 1.28 + 1)$$

$$= 18.28 \text{ KN.m}$$

- ✓ **ELS :**

$$T_{\text{ser}} = G + Q + F$$

$$= 4.25 + 3.5 + 2.26$$

$$= 10.01 \text{ KN}.$$

$$M_{\text{ser}} = F \times L + G \times \frac{L^2}{2} + Q \times \frac{L^2}{2} + M$$

$$= 2.26 \times 1.6 + 4.25 \times 1.28 + 3.5 \times 1.28 + 1$$

$$= 14.56 \text{ KN .m}$$

III.3.3. FERRAILLAGE :

$$* b = 100\text{cm} ; c = 2\text{cm} ; F_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b = (0.85 \times 25) / 1.5 = 14.17 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; d = h - c = 0.12 - 0.02 = 0.1 \text{ m}.$$

$$\mu_{bc} = \frac{M_u}{bd^2} \times \frac{1}{F_{bu}} = \frac{18.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.17} = 0.129 < \mu_1 = 0.392 ; A's = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_1}) = 0.14$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.164\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{18.28 \times 10^{-3}}{0.164 \times 348} = 3.20 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 3.20 \text{cm}^2$$

On prend 5T10/ml = 3.93 cm²

III.3.3.1 Armature de répartition :

$$\frac{A}{4} \leq A_{\text{rep}} \leq \frac{A}{2} \longrightarrow A_{\text{rep}} = 1.96 \text{cm}^2 \quad \text{on prend 5T8} = 2.51 \text{cm}^2.$$

III.3.3.2 ESPACEMENT DES ARMATURES :

A) Armature longitudinale :

$$S_L \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (42 ; 33)$$

$$S_L < 33 \text{ cm ; soit : } 18\text{cm}$$

B) Armature de répartition :

$$S_r \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (56 ; 45) \text{ cm}$$

$$S_r \leq 44\text{cm ; Soit : } S_r = 20 \text{ cm}$$

III.3.4. LES VERIFICATIONS :

III.3.4.1 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 A_{s_{\text{min}}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow 3.20 \text{cm} \geq 1.84 \text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.3.4.2 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau} = \{0.05 f_{c28}\} = 1.25 \text{ MPa} \quad ; \quad T_u = 22.46 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{22.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.207 \text{MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

T_u : Effort tranchant.

b : Largeur = 1m

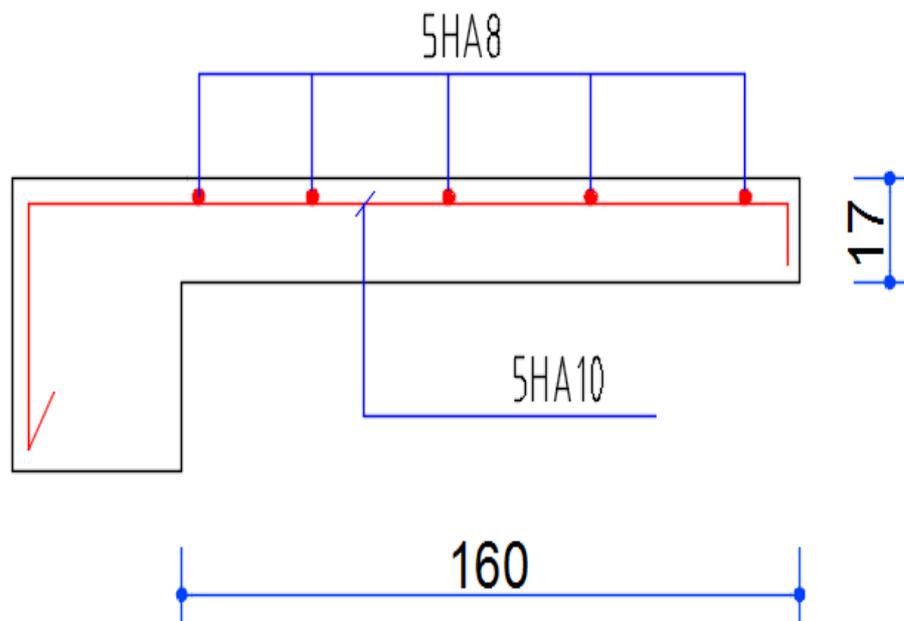
d : Hauteur utile de la dalle

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06f_{28} = 2.1 \text{ MPa}$$

III.4.3 LA Flèche :

La vérification de la stabilité d'une console d'une console de portée inférieure à 2,0m vis-à-vis de la déformation n'est pas nécessaire.



III-4- LES ESCALIERS

III .4.1. INTRODUCTION :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III.4.2.METHODE DE CALCUL :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

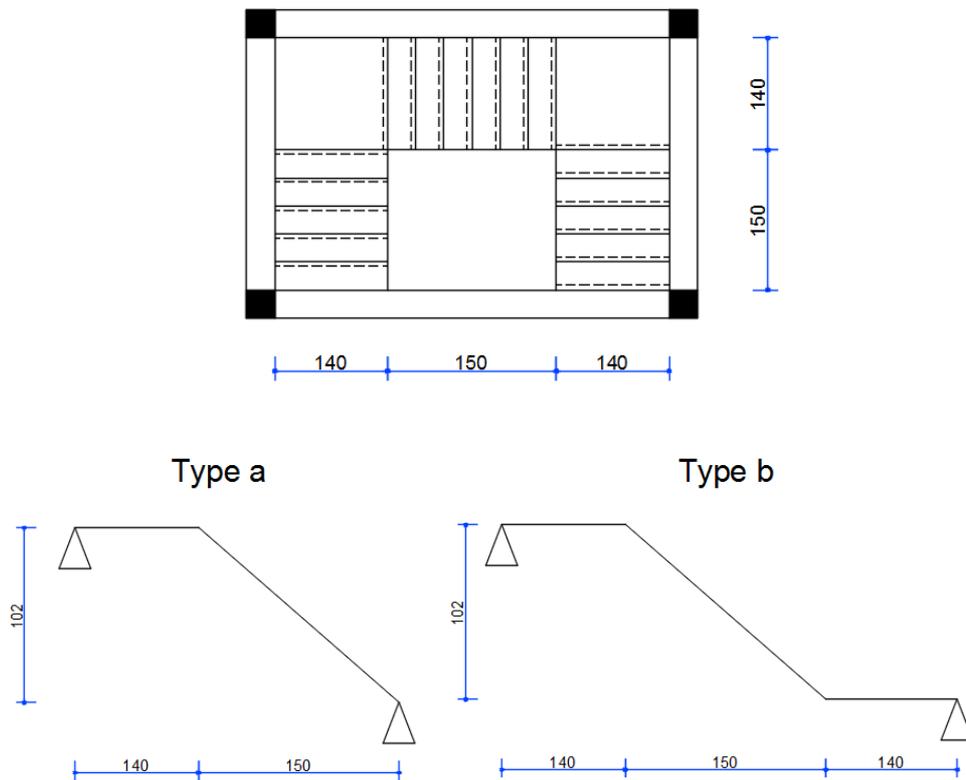


Fig. -III-4-1-Vue en plan et coupes d'escalie

III.4.3.LES CHARGE APPLIQUEES :

III.4.3.1. charge permanentes :

- Paillasse : type (a) : $g = G \times 1m = 7.33KN .m \times 1m = 7.33KN/m.$
Type (b) : $g = G \times 1m = 7.33KN .m \times 1m = 7.33KN/m.$
- palier : $g = G \times 1m = 5.25KN .m \times 1m = 5.25KN/m.$

III 4.4 .COMBINAISONS D'ACTION :

-ELU : $p_u = 1.35g + 1.5q$

- ELS : $p_u = g + q$

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

Paillasse			
	type (a)	Type (b)	Palier
ELU	13.65	13.65	10.84
ELS	9.83	9.83	7.75

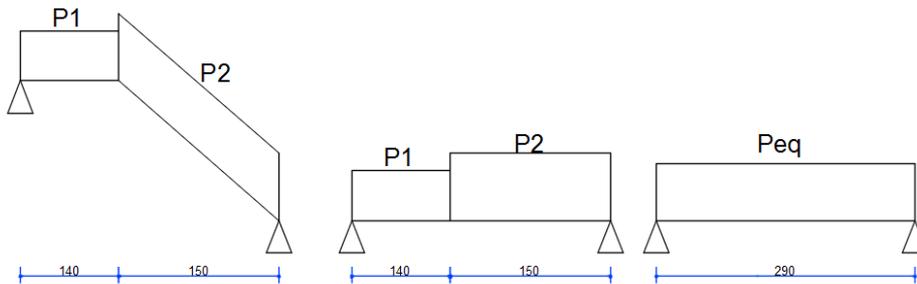


Fig. III.4.2.Chemin statique pour paillasse type (a)

- La charge équivalente : $p_{eq} = \frac{q_1.l_1 + q_2.l_2}{l_1 + l_2}$

- Le moment isostatique : $M_0 = p_{eq} \times \frac{L^2}{8}$

- L'effort tranchant : $T_u = p_{eq} \times \frac{L}{2}$

Tableau III .4.1 . Récapitulation des sollicitations à ELU et ELS (a):

	p_{eq} (KN /m)	M_0 (KN .m)	$M^a = 0.3. M_0$	$M^t = 0.85. M_0$	T_u (KN)
ELU	12.29	12.92	3.88	10.98	54.33
ELS	8.83	9.28	2.78	7.88	

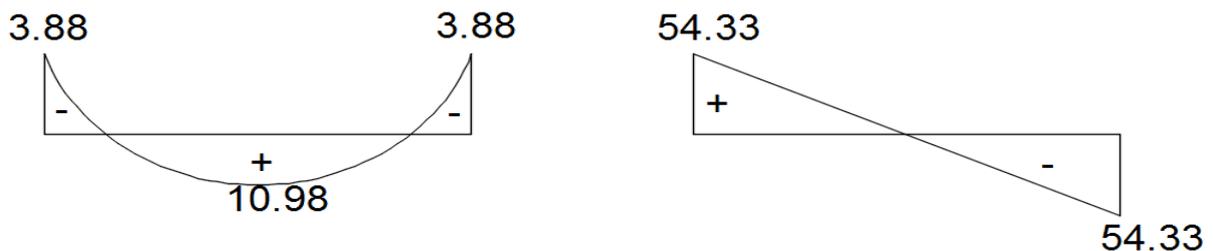


Fig. :III.4.3.Diagramme M et T

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

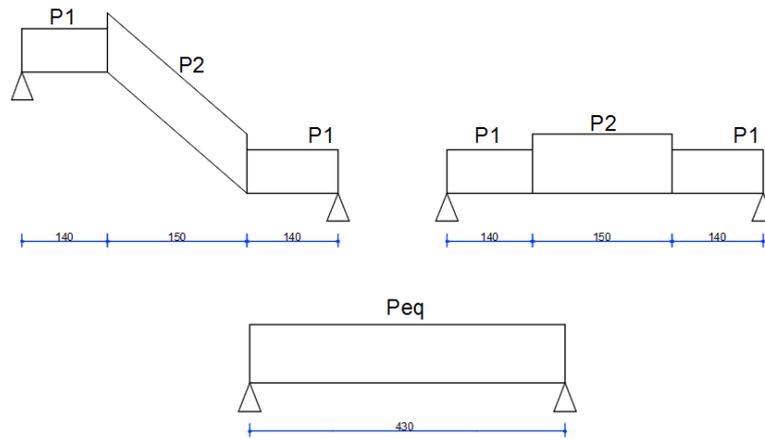


Fig. :III.4.4.Chemin statique pour paillasse type (b)

Tableau III .4.2. Récapitulation des sollicitations à ELU et ELS (b):

	p _{eq} (KN /m)	M ₀ (KN .m)	M ^a = 0.3. M ₀	M ^t = 0.85. M ₀	T _u (KN)
ELU	11.82	27.31	8.193	23.214	25.413
ELS	8.47	19.57	5.871	16.635	

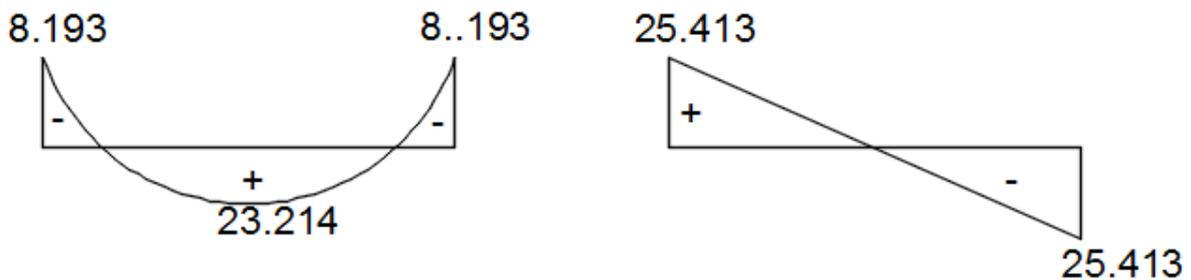


Fig. : III.4.5.Digramme T et M

III .4.5.CALCUL DES FERRAILLAGE :

III.4.5.1.Armatures longitudinales :

- Type (a) :
- ELU - :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \quad , \quad \mu_1 = 0.392, \quad \mu < \mu_l \quad \longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\text{Avec : } \mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad , \quad \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) \quad , \quad A^{\text{cal}} = \frac{M}{\beta \times D \times \sigma_s}$$

Tableau III.4.3.Récapitulation des armatures :

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

	B (cm)	D (cm)	M (KN .m)	μ	A	B	A^{cal} (cm ²)
Travée	100	14	10.98	0.039	0.049	0.98	3.22
Appuis	100	14	3.88	0.014	0.017	0.99	0.81

-ELS :

✚ La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s

✚ La vérification de la contrainte du max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} . \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III4.4.Récapitulation de la vérification à ELS :

	A	M_u (KN .m)	M_{SER} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.049	10.98	3.88	1.39	25	0.445	Cv
Appuis	0.017	7.88	2.78	1.39	25	0.445	Cv

-Condition de fragilité :

✚ Section minimal des armatures : BAEL .91.(art A.4.2.1)

$$A1'_{min} \geq 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A1'_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

✚ Parentage minimal : BAEL91.(art B.6.4)

$$A2'_{min} \geq 0.23.b.h.$$

$$A2'_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u , A_{min})$

Tableau III4.5.Récapitulation des armatures :

	A^u (cm ²)	$A1'_{min}$ (cm ²)	$A2'_{min}$ (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	3.22	1.6905	1.6	3.22	4T 12 = 4.52
Appuis	0.81	1.5905	1.6	0.81	4T 8= 2.01

- Type (b) :

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

-ELU :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \quad , \quad \mu_1 = 0.392, \mu < \mu_l \quad \longrightarrow A' = 0$$

$$\text{Avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad , \quad \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu})/0.8 \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) \quad , \quad A^{\text{cal}} = \frac{M}{\beta \times D \times \sigma_s}$$

Tableau III.4.6.Récapitulation des armatures :

	B (cm)	D (cm)	M (KN .m)	μ	A	B	A^{cal} (cm ²)
Travée	100	14	23.214	0.083	0.107	0.957	4.97
Appuis	100	14	8.193	0.029	0.036	0.986	1.71

-ELS :

- ✚ La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification consternant σ_s
- ✚ La vérification de la contrainte du max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad . \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III4.7.Récapitulation de la vérification à ELS :

	A	M_u (KN .m)	M_{SER} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.107	23.214	16.635	1.39	25	0.445	Cv
Appuis	0.036	8.193	5.871	1.39	25	0.445	Cv

Condition de fragilité :

- ✚ Section minimal des armatures : BAEL .91.(art A.4.2.1)

$$A1'_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A1'_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

- ✚ Parc entage minimal : BAEL91.(art B.6.4)

$$A2'_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot h.$$

$$A2'_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u , A_{\min})$$

Tableau III4.8.Récapitulation des armatures :

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

	A^u (cm ²)	$A1'_{min}$ (cm ²)	$A2'_{min}$ (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	4.97	1.6905	1.6	4.97	6T 12 = 6.79
Appuis	1.71	1.5905	1.6	1.71	6T 8 = 3.02

III.4.6.2. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1.1)

- Type (a) :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{54.33}{100 \times 140} = 0.388 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et la fissuration peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ (BAEL91 art A.5.1.11)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33; 5) \implies \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.388 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Type (b) :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{25.413}{100 \times 140} = 0.185 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et la fissuration peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ (BAEL91 art A.5.1.11)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33; 5) \implies \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.185 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.4.6.3 .Les armatures de réparation :

$$A_t = \frac{A_L}{4}$$

Tableaux III .4.9. Récapitulation de répartition :

	A_t (cm ²)		A_{adp} (cm ²)	
	Type (a)	Type (b)	Type (a)	Type (b)
Travée	3.22	4.97	4T 12 = 4.52	6T 12 = 6.79

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

Appuis	0.81	1.71	4T 8= 2.01	6T 8 = 3.02
--------	------	------	------------	-------------

Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2.42)

a- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \text{Min} (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Type (a) :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{ Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm.} \\ * \text{ Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm.} \end{array} \right.$$

Type (b) :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{ Travée : } S_t = \frac{100}{6} = 16.67\text{cm.} \\ * \text{ Appuis : } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm.} \end{array} \right.$$

b- Armatures transversales :

$$S_t \leq \text{Min} (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Type (a) :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{ Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm.} \\ * \text{ Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33\text{cm.} \end{array} \right.$$

Type (b) :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{ Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33\text{cm.} \\ * \text{ Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33\text{cm.} \end{array} \right.$$

III-4-6-4 -Vérification de la flèche : BAEL 91 5(art B.6.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; M_t = 0.8 M_0 \frac{16}{290} = 0.055 < \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\text{cv} \\ 2- \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} ; \frac{3.22}{100 \times 14} = 0.0023 < \frac{4.2}{400} = 0.065 \dots\dots\text{cv} \\ 3- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{16}{345} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.065 \dots\dots\dots\text{cv} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; M_t = 0.8 M_0 \frac{16}{420} = 0.038 < \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots cv \\ 2- \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} : \frac{4.97}{100 \times 14} = 0.00355 < \frac{4.2}{400} = 0.065 \dots cv \\ 3- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{16}{345} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.065 \dots cv \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments support reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5.3))

III.4.6.5.Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5.2)

III .4.6.5.1 .Type (a) :

- **Position de centre de gravité de la sections homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_I \times Y_I}{A_I} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot d + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($n=15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.22 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 3.22} = 8.18 \text{ cm}$$

Alors : $Y'_G = h - Y_G = 16 - 8.18 = 7.82 \text{ cm}$

$$\delta = Y_G - 2 = 6.18 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{h}{3} (Y_G^3 - Y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 1594927.469 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.22}{100 \times 14} = 0.0023$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 0.00196)} = 11.05$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 4.42$$

- **Calcul du moment fléchissant à ELU :**

G : C'est l'ensemble des charges permanentes

J : les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements

P : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré

$$g_{cq} = \frac{(7330 \times 1.5) + (5250 \times 1.4)}{2.90} = 6325.862 \text{ N/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(6960.43 \times 1.5) + (4250 \times 1.4)}{2.90} = 5651.94 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 6325.862 + 2500 = 8825.862 \text{ N.m}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times l^2}{8} = \frac{6325.862 \times (2.9^2)}{8} = 6650.06 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \times l^2}{8} = \frac{5651.94 \times 2.9^2}{8} = 5941.60 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{8825.862 \times 2.9^2}{8} = 9278.18 \text{ N.m}$$

- **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$p_l = 100 \times \rho = 0.198$$

$$\beta_l = 0.927 \text{ (tableau BAEL 83 P 316)}$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta_l \times d} = \frac{6650.06}{3.22 \times 0.927 \times 14} = 159.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta_l \times d} = \frac{5941.60}{3.22 \times 0.927 \times 14} = 142.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{9278.18}{3.22 \times 0.927 \times 14} = 222.02 \text{ MPa}$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00198 \times 159.13 + 2.1} = 0.0936$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00198 \times 142.18 + 2.1} = 0.1392$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00198 \times 222.02 + 2.1} = 0.0475$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1.1 \times 1594927.469) / (1 + 4.42 \times 0.0936) = 345685.13 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1.1 \times 1594927.469) / (1 + 4.42 \times 0.0936) = 345685.13 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1.1 \times 1594927.469) / (1 + 4.42 \times 0.1392) = 232443.45 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1.1 \times 1594927.469) / (1 + 4.42 \times 0.0475) = 6814605.73 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la flèche :**

On a : $E_i = 32164.2 \text{ MPa}$; $E_v = 10818.86 \text{ MPa}$

$$f_v^g = M_g \times l^2 / 10E_v \times I_{fv}^g = 6650.06 \times (290^2) / 10 \times 10818.86 \times 345685.13 = 0.00149 \text{ cm}$$

$$f_i^g = M_g \times l^2 / 10E_v \times I_{fi}^g = 6650.06 \times (290^2) / 10 \times 10818.86 \times 771390.795 = 0.0044 \text{ cm}$$

$$f_v^j = M_g \times l^2 / 10E_v \times I_{fv}^j = 5941.60 \times (290^2) / 10 \times 10818.86 \times 232443.45 = 0.00198 \text{ cm}$$

$$f_v^p = M_g \times l^2 / 10E_v \times I_{fv}^p = 9278.18 \times (290^2) / 10 \times 10818.86 \times 6814605.73 = 0.00158 \text{ cm}$$

- **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.02367 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.02367 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 290 / 500 = 0.58 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

III .4.6.4.2 .Type (b) :

- **Position de centre de gravité de la sentions homogène :**

$$y_G = \sum \frac{A_I \times Y_I}{A_I} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot d + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 4.97 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 4.97} = 8.26 \text{ cm}$$

Alors : $Y'_G = h - Y_G = 16 - 8.26 = 7.74 \text{ cm}$

$$\delta = Y_G - 2 = 6.26 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{h}{3} (Y_G^3 - Y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 3454.103 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.97}{100 \times 14} = 0.00355$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 0.00355)} = 4.91$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 2.36$$

- **Calcul du moment fléchissant à ELU :**

G : C'est l'ensemble des charges permanentes

J : les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements

P : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré

$$g_{cq} = \frac{(7330 \times 1.5) + (5250 \times 1.4) + (5250 \times 1.4)}{4.30} = 5975.58 \text{ N/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(5975.58 \times 1.5) + (4250 \times 1.4) + (4250 \times 1.4)}{4.30} = 5503.109 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 5975.58 + 2500 = 8475.58 \text{ N.m}$$

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

$$M_g = \frac{g_{eq} \times l^2}{8} = \frac{5975.58 \times (4.3^2)}{8} = 13811.059 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \times l^2}{8} = \frac{5503.109 \times 4.3^2}{8} = 12719.061 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{8475.58 \times 4.3^2}{8} = 19589.18 \text{ N.m}$$

- **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$\rho_l = 100 \times \rho = 0.198$$

$$\beta_l = 0.927 \text{ (tableau BAEL 83 P16)}$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta_l \times d} = \frac{13811.059}{4.97 \times 0.927 \times 14} = 214.122 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta_l \times d} = \frac{12719.061}{4.97 \times 0.927 \times 14} = 197.193 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta_l \times d} = \frac{19589.18}{4.97 \times 0.927 \times 14} = 303.71 \text{ MPa}$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00198 \times 214.122 + 2.1} = 0.968$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00198 \times 197.193 + 2.1} = 0.486$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00198 \times 303.71 + 2.1} = 0.349$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1.1 \times 3454.103) / (1 + 2.36 \times 0.968) = 1168.189 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1.1 \times 3454.103) / (1 + 4.91 \times 0.968) = 664.148 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1.1 \times 3454.103) / (1 + 4.91 \times 0.486) = 1322.831 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1.1 \times 3454.103) / (1 + 4.91 \times 0.349) = 1842.108 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la flèche :**

$$\text{On a : } E_i = 32164.2 \text{ MPa ; } E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

$$f_v^g = M_g \times l^2 / 10E_v \times I_{fv}^g = 13811.059 \times (430^2) / 10 \times 10818.86 \times 1168.189 = 0.0922 \text{ cm}$$

$$f_i^g = M_g \times l^2 / 10E_v \times I_{fi}^g = 13811.059 \times (430^2) / 10 \times 32164.2 \times 664.148 = 0.0875 \text{ cm}$$

$$f_v^j = M_j \times l^2 / 10E_v \times I_{fv}^j = 12719.061 \times (430^2) / 10 \times 32164.2 \times 1322.831 = 0.765 \text{ cm}$$

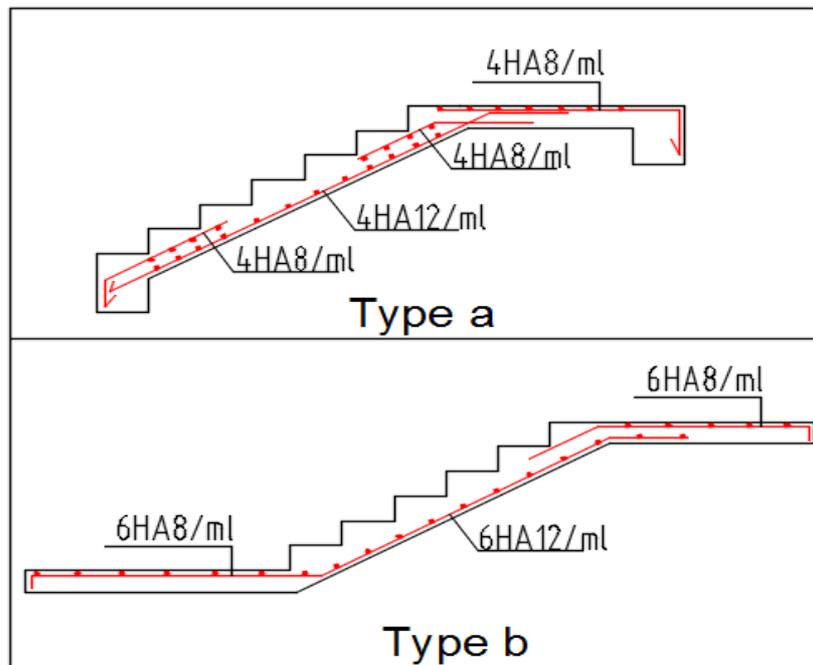
$$f_v^p = M_p \times l^2 / 10E_v \times I_{fv}^p = 19589.18 \times (430^2) / 10 \times 32164.2 \times 1842.108 = 0.1128 \text{ cm}$$

• **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0854 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.0854 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 430 / 500 = 0.86 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée



CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :

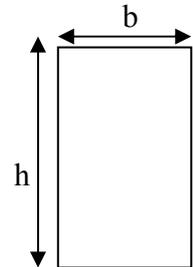
1- Dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respectes les dimensions ci-après :

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

Soit $b=30\text{cm}$; $h=40\text{cm}$; $h/b= 40/30=1.33 < 4 \dots\dots C_v$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière $(30 \times 40) \text{ cm}^2$



2-Méthode de calcul :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion.

3-Evaluation des charges :

-Poids de la poutre $g = h \cdot b \cdot \gamma = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ N/m}$

- la charge de mur = $(2.62 \times (3.06 - 0.45)) = 6.84 \text{ KN /m}$

-La réaction d'escalier : le palier + la paillas

- Le palier = $(1.35 \times 5.25) + (1.5 \times 2.5) = 10.84 \text{ KN /m}$

-La paillas = $(1.35 \times 7.33) + (1.5 \times 2.5) = 13.65 \text{ KN /m}$

- mur = $1.35 \times 6.84 = 9.23 \text{ KN/m}$

En cherche la charge équivalente pour paillasse et palier

La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = \frac{(13.65 \times 2.2) + (10.84 \times 1.2) \times 2}{4.6} = 12.18 \text{ KNm}$$

$$P_t = 12.18 + 6.84 = 19.02 \text{ Kn/m}$$

Calcul des sollicitations de la poutre palière :

$$\underline{E.L.U} : M_o = q_u L^2 / 8 = 19.02 \times (4.60)^2 / 8$$

$$M_o = 50.31 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_o = 0.75 \times 50.31 = 37.73 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.40 M_o = 0.40 \times 50.31 = 20.12 \text{ KN.m}$$

III.3.4.3. Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple avec :

$$\mathbf{b = 30\ cm} \quad \mathbf{h = 40\ m} \quad \mathbf{d = 37\ cm}$$

E.L.U :

En Travée

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2\sigma_b} = \frac{37730}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.065$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.084$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.966$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d\sigma_s} = \frac{37730}{0.966 \times 37 \times 348} = 3.03\text{cm}^2$$

En appui

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2\sigma_b} = \frac{20120}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.034$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.983$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d\sigma_s} = \frac{20120}{0.983 \times 37 \times 348} = 1.59\text{cm}^2$$

E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

	M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	37.73	27.54	1.37	25	0.084	0.435	vérifié
Sur appuis	22.12	16.15	1.37	25	0.043	0.435	vérifié

Vérification nécessaire pour les poutres :

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,20 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{BAEL}/2, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPa}/2)$$

Choix des barres :

En travée :

$$A = \max(3,03, 1,34, 0,60, 3,00)$$

$$A = 6,00 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } \mathbf{3HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Au niveau des appuis :

$$A = \max(1,59, 1,34, 0,60, 3,00)$$

$$A = 6,00 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } \mathbf{3HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Pour une section globale en a : $3HA12 + 3HA12 = 6,79 \text{ cm}^2 > 6,00 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ vérifié}$

Armatures transversales : (la contrainte tangentielle)

CHAPITER III : CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRE

$$T_u^{\max} = 43.75 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{43750}{300 \times 370} = 0.39 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{u\max} = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

Vérification de la flèche :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

$$\frac{h}{L} = 0.086 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0030 \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Disposition constructives :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1; 30\text{cm}) = 10\text{cm.}$$

En zone courante:

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

h: la hauteur de la poutre.

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

$$S_t \leq \min(33,30 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

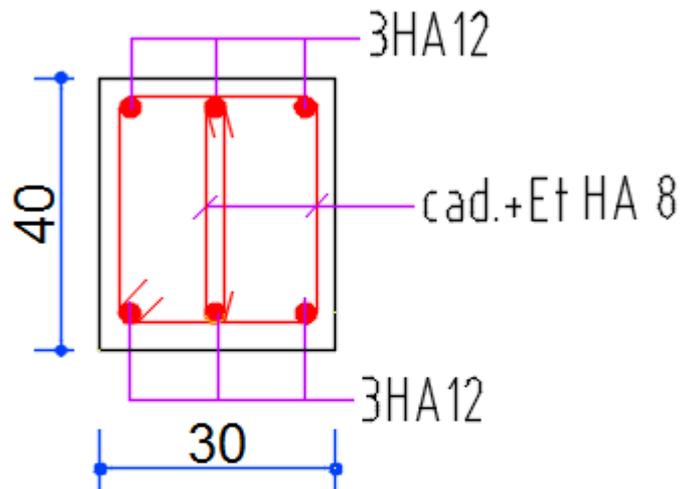
Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

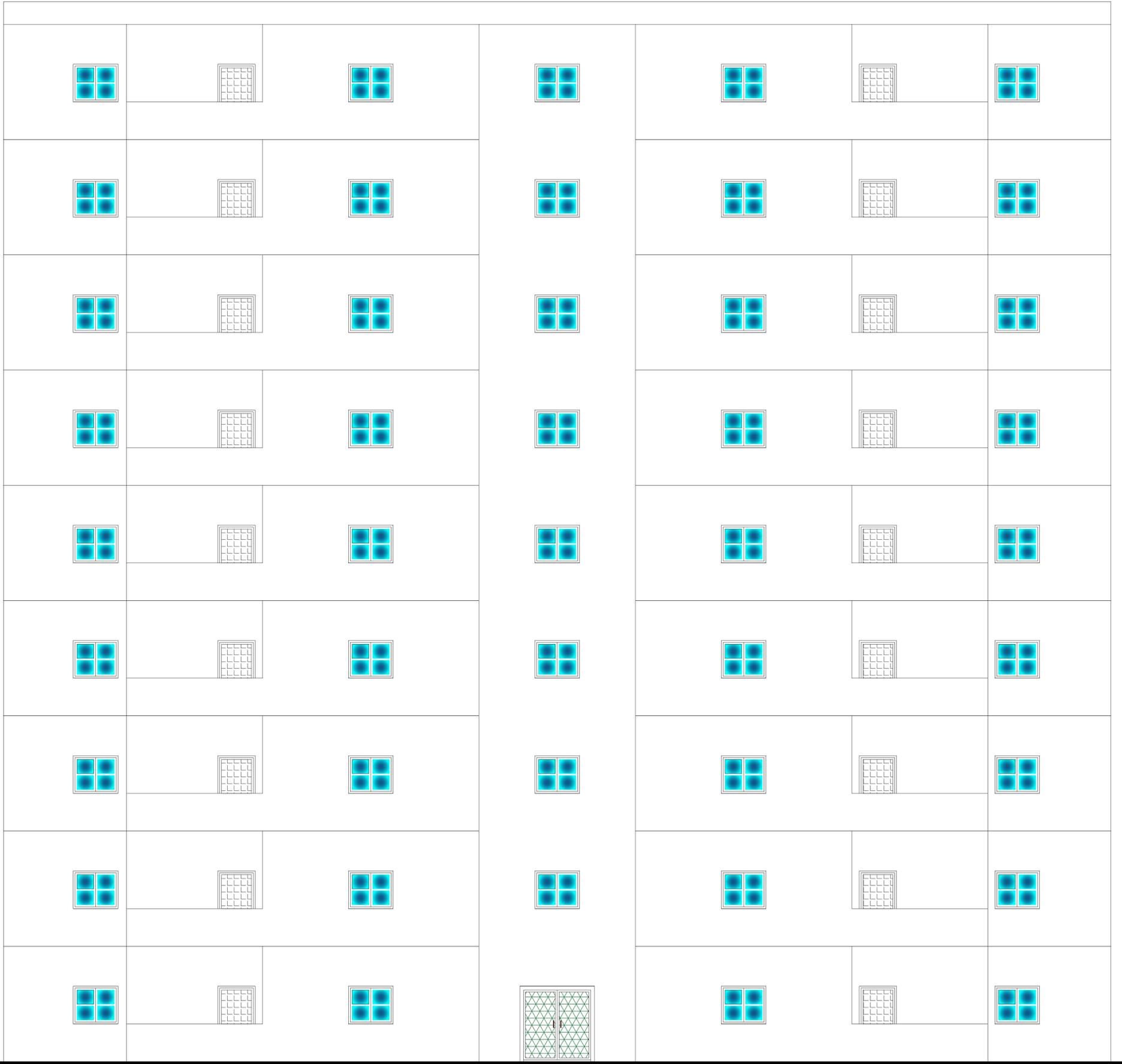
$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit (cadre de **2T8** + un étrier de **1T8**) = **1,51 cm²**



**poutre palière
travé et appui**



façade principal

IV-1- Etude de sismique

IV.1.Introduction :

Le risque des tremblements de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20e siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements brusques de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

IV.2.Modélisation de la structure :

La modélisation consiste à rechercher un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité du système d'origine, en se basant sur les hypothèses suivantes :

- la structure est considérée comme une console encadrée à la base et les masses sont considérées concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement horizontal (x_k).

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans

IV.3.Choix de la méthode de calcul : RPA 99 (Art.1.1.P1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;

→ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.4.Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur.

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

- **Méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

- **Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.1.5.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003:

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya De ANNABA (**Zone IIa**), et ayant une hauteur totale de 27.54 m, il sera classé au groupe d'usage **2**.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2.

- **Principe de la méthode :**

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des efforts engendrés dans la structure par des forces sismiques représenté par un spectre de réponse de calcul, ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Buts de l'analyse dynamique:**

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ; $\beta = 0,2$ est le coefficient réducteur des charges Q (soit 20%).

➤ Données de l'ouvrage :

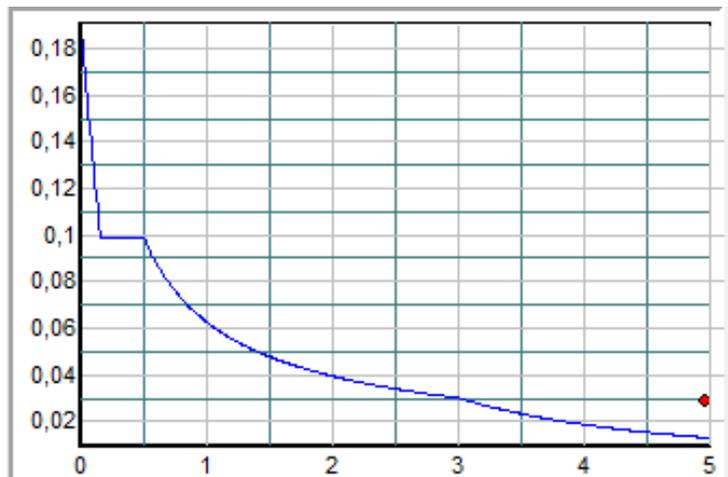
✓ Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya d'ANNABA (**Zone IIa**), et ayant une hauteur totale de **27.54 m**, il sera classé au groupe d'usage **2**.

✓ La catégorie du site est **S2** (site ferme).

➤ Spectre de calcul :

Spectre de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans **L'article 4.3.3.P34. Du RPA 99 / version 2003**



Spectre de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

IV.1.6. Analyse de la structure Initiale:

IV.1.6.1. Description du logiciel (ROBOT):

Le système « **Robot Structural Analyses 2018** » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analysis permet de modéliser les structure, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

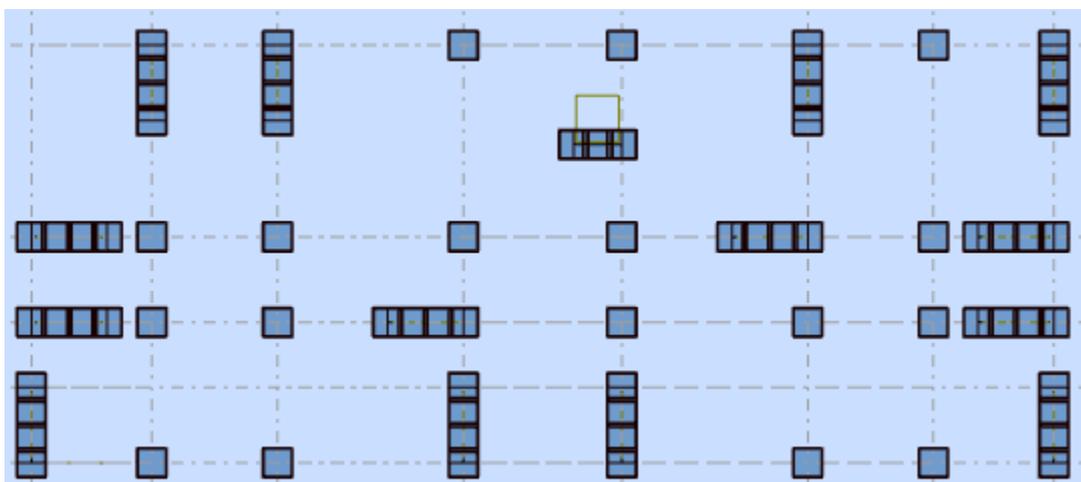
Les caractéristiques principales du logiciel Robot Structural analyse sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet,
 - Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
 - Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
 - Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

IV.1.6.2. Modélisation de la structure initiale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul (Robot 2018) qui fera l'objet d'une présentation détaillé ci-après.

La figure montre la structure initiale.



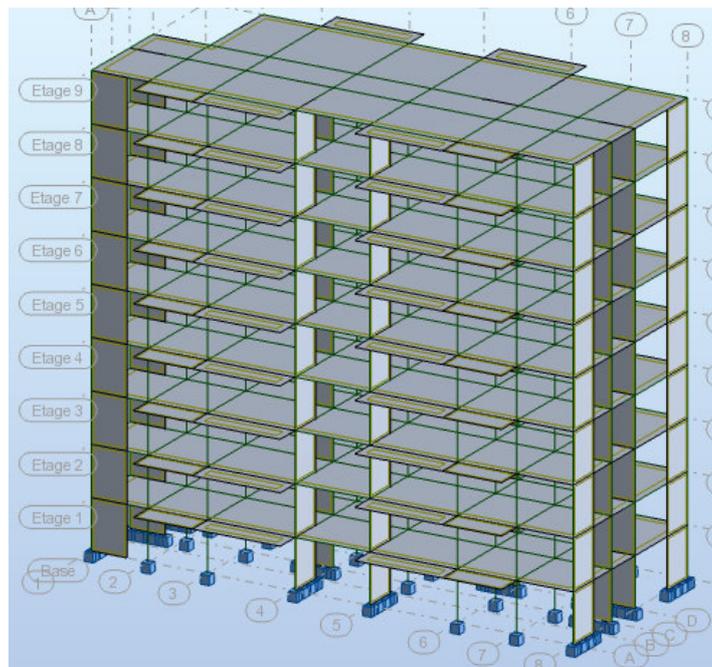
Vue en plan de la structure.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentés dans ce chapitre.

IV.1.6.3.Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :



Vue 3D

IV.1.6.4.Modélisation de masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ exigée par le RPA99 version 2003. Dans notre cas $\beta = 0,2$ correspondant à la surcharge d'exploitation modérée.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

IV.1.6.5.Spectre de réponse :

Les sollicitations peuvent être obtenues en introduisant la notion du spectre de réponse. En général, deux directions d'excitation sismique perpendiculaires sont considérées, par la suite, les résultats sont combinés selon la méthode SRSS pour obtenir l'enveloppe des efforts internes (M, N, T) et faire les vérifications nécessaires. Toutes ces phases sont générées automatiquement par le logiciel. Pour tenir compte de l'effet de torsion du aux excentricités

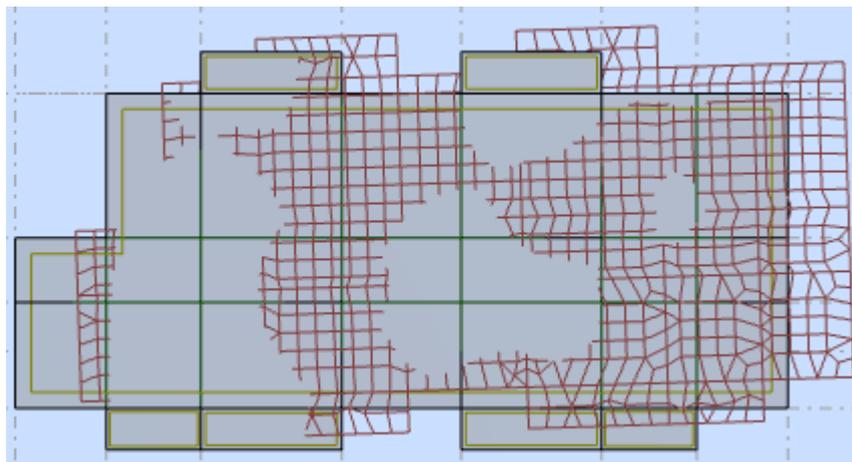
CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

involontaires des masses, les chargements en torsion de la méthode des forces de remplacement sont automatiquement utilisés.

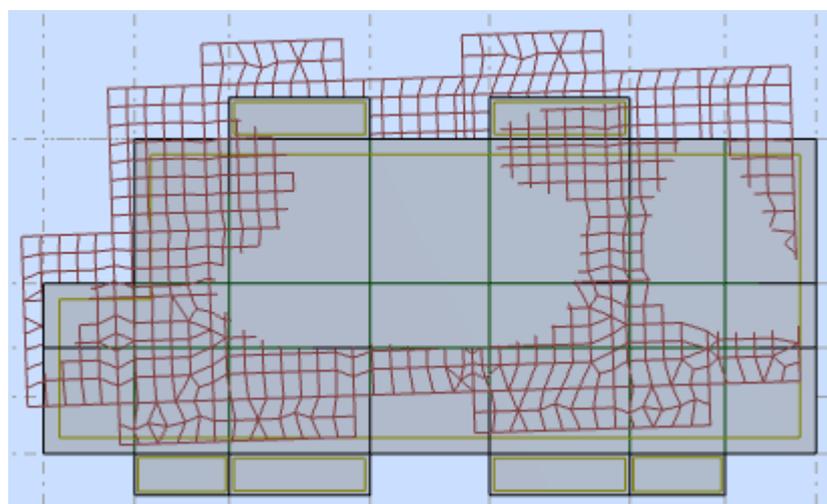
IV.1.6.6.Périodes et coefficients de participation modaux :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,45	0,69	63,71	6,72	63,71	6,72	3973200,47	3973200,47
4/ 2	1,47	0,68	71,14	69,15	7,43	62,44	3973200,47	3973200,47
4/ 3	1,66	0,60	71,54	71,20	0,40	2,04	3973200,47	3973200,47
4/ 4	4,60	0,22	81,14	76,52	9,60	5,32	3973200,47	3973200,47
4/ 5	4,67	0,21	86,27	85,45	5,13	8,93	3973200,47	3973200,47
4/ 6	5,34	0,19	86,76	86,02	0,49	0,57	3973200,47	3973200,47
4/ 7	9,09	0,11	91,99	86,24	5,23	0,22	3973200,47	3973200,47
4/ 8	9,37	0,11	92,09	91,90	0,10	5,66	3973200,47	3973200,47
4/ 9	10,76	0,09	92,62	92,04	0,53	0,14	3973200,47	3973200,47
4/ 10	14,09	0,07	95,21	92,04	2,59	0,01	3973200,47	3973200,47

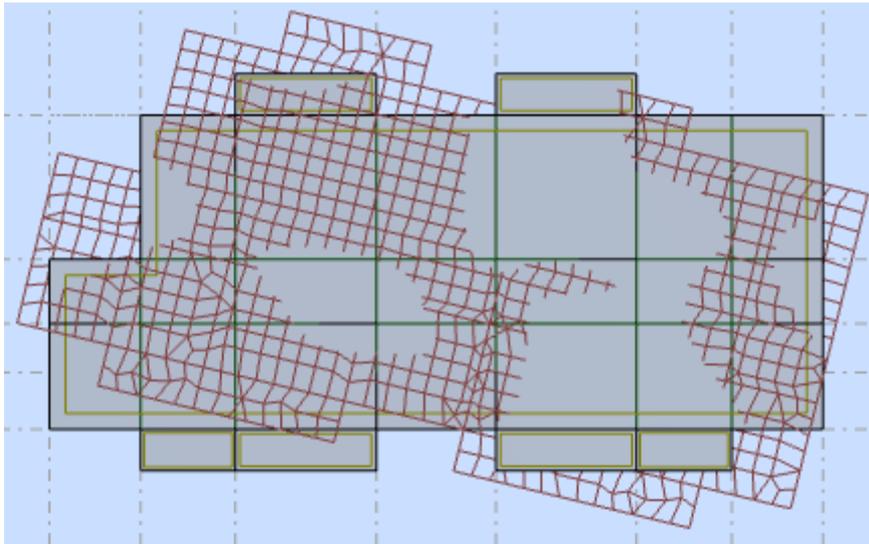
Tableau. Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).



Premier mode de vibration



Deuxième mode de vibration



Troisième mode de vibration

Troisième mode de vibration : vue en plan (T3=0,42 sec).

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
5 (C)/1	-42357,25	-29271,07	-13086,18
5 (C)/2	-37347,67	-25583,37	-11764,30
5 (C)/3	-32569,76	-22134,78	-10434,98
5 (C)/4	-27826,61	-18338,96	-9487,65
5 (C)/5	-23104,63	-15005,63	-8099,01
5 (C)/6	-18359,17	-11507,04	-6852,13
5 (C)/7	-13626,90	-8415,22	-5211,67
5 (C)/8	-8891,26	-5076,15	-3815,12
5 (C)/9	-4214,18	-2316,29	-1897,89

Tableau. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.

IV.1.7.Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

⇒ **Charges verticales: voiles ≤ 20%**

- ✓ Les sollicitations verticales totales de la structure: 42357.25 KN
- ✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 13086.18 KN

$$\frac{F_z \text{ voiles}}{F_{total}} = \frac{13086.18}{42357.25} = 30.89 \% > 20 \% \quad \text{Condition non vérifiée}$$

IV.1.8.Conclusion :

Nous concluons alors, que la conception de la structure est mauvaise et il faut alors revoir le système de contreventement et surtout la disposition de certains voiles pour obtenir des modes de translations purs qui doivent absorber le maximum d'énergie sismique induite à la structure lors d'un tremblement de terre.

IV.1.2.Conception et analyse de la nouvelle variante:

IV.2.1.Introduction :

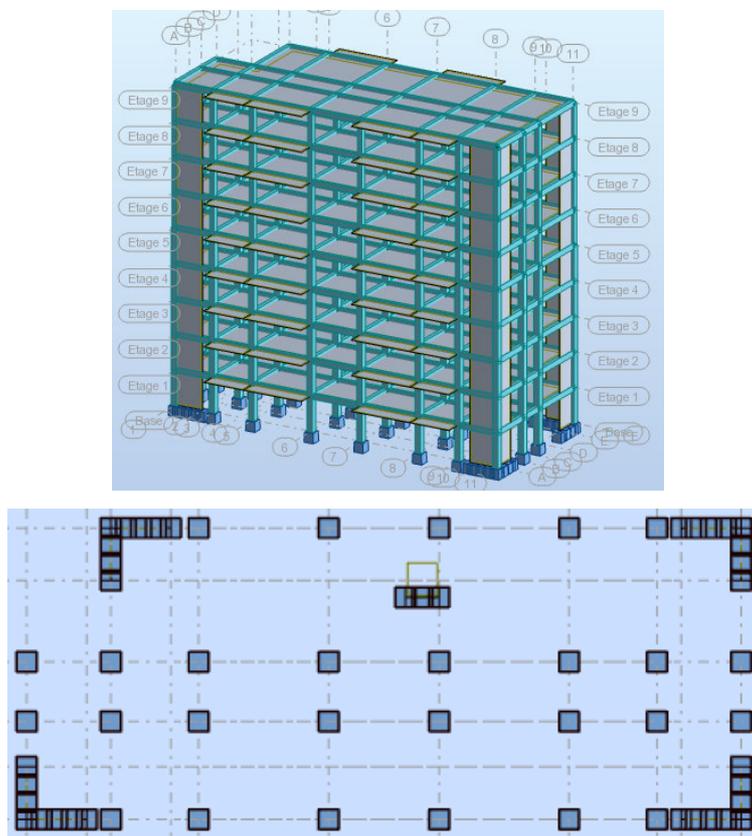
Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.

Nous présenterons dans ce qui suivra un (01) proposition.

IV.2.2.Proposition :

Pour cette raison, on propose de minimisé certains voiles et augmenté la section de Poteau afin d'améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, Système de contreventement se présente comme suit :

- ✓ 04 voiles transversaux (sens-y) de 15 cm.
- ✓ 04 voiles longitudinaux (sens-x) de 15 cm.
- ✓ Section des poteaux (50x55) cm² et (40x45) cm²



Vue en plan et en élévation de la proposition.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

IV.2.3.Périodes et coefficients de participation modaux :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,41	0,71	0,20	74,24	0,20	74,24	3922802,37	3922802,37
4/ 2	1,47	0,68	72,13	74,46	71,93	0,22	3922802,37	3922802,37
4/ 3	1,91	0,52	72,30	74,46	0,17	0,00	3922802,37	3922802,37
4/ 4	4,38	0,23	72,32	88,12	0,02	13,65	3922802,37	3922802,37
4/ 5	4,88	0,20	88,23	88,13	15,91	0,01	3922802,37	3922802,37
4/ 6	6,36	0,16	88,25	88,13	0,02	0,00	3922802,37	3922802,37
4/ 7	7,95	0,13	88,28	92,76	0,03	4,63	3922802,37	3922802,37
4/ 8	9,44	0,11	93,48	92,79	5,21	0,04	3922802,37	3922802,37
4/ 9	11,13	0,09	93,51	95,15	0,03	2,36	3922802,37	3922802,37
4/ 10	12,29	0,08	93,52	95,15	0,01	0,00	3922802,37	3922802,37

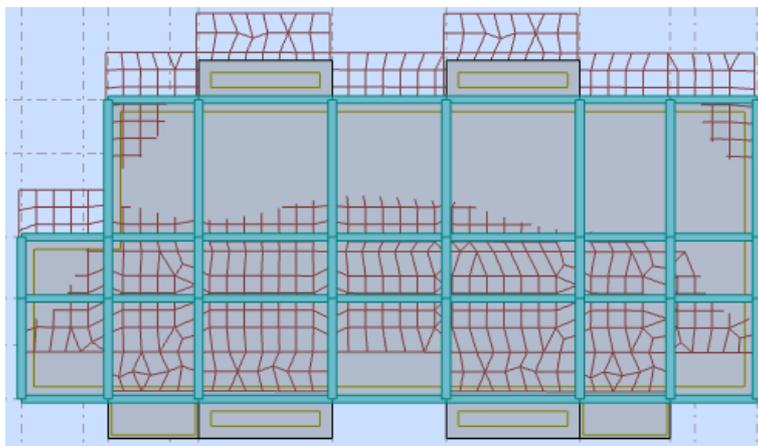
Périodes et facteurs de participation modaux (1^{er} proposition).

IV.2.4.Interprétations des résultats :

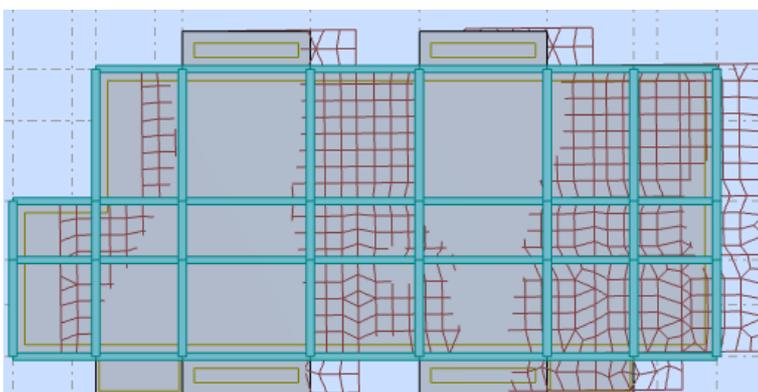
On constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée

Par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.P35.

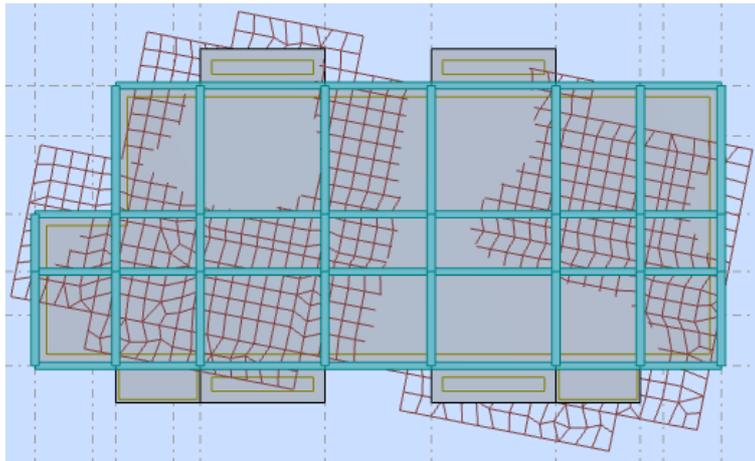
- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation pure selon l'axe Y avec 74.24 %.
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode translation pure selon l'axe X avec 71.93 %.
- ✓ le 3^{ème} mode est mode torsion pure.



Premier mode de vibration



Deuxième mode de vibration



Troisième mode de vibration

IV.2.5.Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

IV.3.L'effort tranchant de niveau pour l'étage :

Les résultats sont donnés dans les tableaux V-3 et V-4 pour les deux directions principales.

Niveau	Sens (x-x)	Sens (y-y)
	FX [kN]	FY [kN]
1	1963,90	2032,20
2	1917,98	1984,66
3	1815,64	1881,25
4	1679,52	1739,31
5	1514,58	1558,67
6	1318,03	1351,62
7	1087,16	1107,85
8	810,90	810,28
9	447,17	442,47

Tableau..Efforts tranchants à chaque niveau.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

IV.4.Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente

❖ Résultante des forces sismiques à la base V_t :

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V ,

soit : $V_t > 0.8 V$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont

Comme suit :

- Effort tranchants sismique dans le sens X, $V_t = 1963.90 \text{ KN}$
- Effort tranchants sismique dans le sens Y, $V_t = 2032.20 \text{ KN}$

F- Calcul de la force sismique : (article : 4-2-3- du R.P.A.99)

La force sismique « V » appliquée à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = [(A \cdot D \cdot Q) / R] \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que le groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen de site, un facteur de correction d'amortissement (n) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : La charge (le poids) prise en compte dans le calcul sismique. Il joue un rôle important dans le calcul de la force sismique, logiquement ce poids doit être le poids du bâtiment durant le séisme.

$W = 39541.42 \text{ KN}$

➤ Détermination des coefficients :

a- Le coefficient " A " :

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

- b- Du fait que l'ouvrage est courant d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation et bureau)

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau de coefficient d'accélération

Donc il a un groupe d'usage (2) et la zone IIa, donc :

A= 0.15 (d'après le R.P.A.99.(art .4.2.3.p26))

b- Le facteur "D" : il est

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$ Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure

❖ T.A.B.4.2. R.P.A 99(art.4.2.p26) : Tableau. valeur de ξ .

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

$$\rightarrow \xi = 7\%$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée Donc $T = 0,05 \times 27.54^{3/4} = 0.60 \text{ sec}$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{29.70}} = 0.45 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.45 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{12.20}} = 0.71 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.71 \text{ sec}$$

❖ T.A.B.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T_1 et T_2) :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0,30	0.40	0.50	0.70

Tableau. Valeur de T1 et T2.

site ferme (S₂) → $T_2 = 0,50 \text{ sec}$

D'après l'article (4.2.4.p31) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

Valeurs, d'où :

$$T_x = 0.45 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0.71 \text{ sec.}$$

$$T_x = \min(0.45 ; 0.60) = 0.45 \text{ sec}$$

$$T_y = \min(0.71 ; 0.60) = 0.60 \text{ sec}$$

$$\checkmark \frac{T_{dx}}{T_{st}} = \frac{0.68}{0.45} = 1.51 \text{ sec} > 1.3$$

$$\checkmark \frac{T_{dy}}{T_{st}} = \frac{0.71}{0.60} = 1.18 \text{ sec} < 1.3$$

Alors en va calculer le facteur D dans avec $1.3T_{emp}$ dans le sens X = 0.59 sec.

$$\text{On a : } T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_x = D_y = 2,5 \eta (T_2/T_{(x/y)})^{2/3}$$

Donc :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 1.76$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1.68$$

c-Coefficient " R " :

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3.p28) de RPA 99/2003

→ Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

d-Coefficient " Q " :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le T.A.B 4.4.P30 DE RPA 99/2003

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

Critère q	Pq (x)		Pq (y)	
	Observé	N/observé	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	X		X	
2. Redondance en plan	X		X	
3. Régularité en plan	X			X
4. Régularité en élévation	X			X
5. Contrôle de la qualité des matériaux		X		X
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		X		X

Tableau. Valeur de Pq

$$Q_x = 1.15$$

$$Q_y = 1.20$$

e-Calcul du poids (W): DE RPA 99/2003 .p30

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

Pour les habitations, il faut prendre en considération 20% des surcharges d'exploitations.

$$\beta = 0.20$$

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

Sens	A	D	Q	R	W	V _{st}
Longitudinal	0.15	1.76	1,15	5	39541.42	2400.96
Transversal	0.15	1.68	1,20	5	39541.42	2291.82

Tableau . Résultat de coefficient.

❖ Vérifications :

$$V_{dyn}/V_{stat} \geq 0.8$$

➤ **Sens longitudinal** : $V_{dyn}^x = 1963.90 \text{ KN}$

$$1963.90 / 2400.96 = 0.82 > 0.8 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

➤ **Sens transversal** : $V_{dyn}^y = 2032.20 \text{ KN}$

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

2032.20 / 2291.82 = 0.89 > 0.8..... Vérifié

IV.5.Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

1) Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

Centre de gravité des masses : « G »

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

Centre des rigidités : « C »

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / \sum I_{jy}$$

$$Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / \sum I_{jx}$$

I_{yi} : Rigidité de l'élément i dans le sens y .

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .

I_{xi} : Rigidité de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de rigidité. « C »

Etage	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	ex (m)	ey (m)
RDC	15.44	5.79	15.66	6.21	0.22	0.42
1	15.44	5.79	15.66	6.21	0.22	0.42
2	15.44	5.79	15.66	6.21	0.22	0.42
3	15.44	5.79	15.66	6.21	0.22	0.42
4	15.44	5.79	15.66	6.21	0.22	0.42
5	15.45	5.81	15.69	6.24	0.24	0.43
6	15.45	5.81	15.69	6.24	0.24	0.43
7	15.45	5.81	15.69	6.24	0.24	0.43
8	15.50	5.76	15.69	6.07	0.19	0.31

Tableau. Centre de gravité des masses et centres de rigidité.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

e_x : excentricité théorique suivant x.

e_y : excentricité théorique suivant y.

2) Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$e_{x \text{ totale}} = e_x \text{ théorique} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$e_{y \text{ totale}} = e_y \text{ théorique} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5% de la longueur L en plan, d'où :

$$e_x (\text{acc}) = 0,05L_x \text{ avec } L_x = 29.70 \text{ m} \rightarrow e_x (\text{acc}) = 1.49 \text{ m}$$

$$e_y (\text{acc}) = 0,05L_y \text{ avec } L_y = 12.20 \text{ m} \rightarrow e_y (\text{acc}) = 0.61 \text{ m}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ **Sens longitudinal :**

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
7/ 1	1963,90	865,63	1098,27
7/ 2	1917,98	805,40	1112,59
7/ 3	1815,64	895,87	919,77
7/ 4	1679,52	922,84	756,68
7/ 5	1514,58	938,38	576,20
7/ 6	1318,03	668,57	649,46
7/ 7	1087,16	639,96	447,19
7/ 8	810,90	555,85	255,05
7/ 9	447,17	468,92	-21,75

Tableau.L l'effort tranchant modal à la base sens X.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

❖ Sens transversal :

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
8/ 1	2032,20	1030,70	1001,50
8/ 2	1984,66	994,10	990,56
8/ 3	1881,25	1061,71	819,54
8/ 4	1739,31	1054,69	684,62
8/ 5	1558,67	1019,08	539,58
8/ 6	1351,62	722,48	629,14
8/ 7	1107,85	647,13	460,72
8/ 8	810,28	519,09	291,19
8/ 9	442,47	427,99	14,48

Tableau. L'effort tranchant modal à la base sens Y.

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
6 (C)/1	-41942,16	-35722,58	-6219,58
6 (C)/2	-36957,57	-31678,73	-5278,84
6 (C)/3	-32281,37	-27673,84	-4607,53
6 (C)/4	-27605,17	-23687,94	-3917,23
6 (C)/5	-22874,37	-19659,68	-3214,70
6 (C)/6	-18185,25	-15368,00	-2817,25
6 (C)/7	-13566,32	-11467,33	-2098,99
6 (C)/8	-8892,80	-7615,01	-1277,79
6 (C)/9	-4162,81	-3714,76	-448,05

Tableau. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.

IV.6.Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

⇒ **Charges verticales: voiles ≤ 20%**

✓ Les sollicitations verticales totales de la structure: 41942.16 KN

✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 6219.58 KN

$$\frac{F_z \text{ voiles}}{F_{total}} = \frac{6219.58}{41942.16} = 14.82 \% < 20 \% \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ **Charges horizontales : portiques ≥ 25%**

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{865.63}{1963.90} = 44.07 \% > 25 \% \quad \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{1030.70}{2032.20} = 50.70 \% > 25 \% \quad \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

IV.7.Calcul des déplacements relatifs horizontaux :

L'article 4.4.3.P 37 du RPA99/version2003 :

Le déplacement absolu horizontal : a chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

· **le déplacement relatif** au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta_k \leq 1\% h_i.$$

Avec :

h_i : étant la hauteur de l'étage considéré.

Les différents résultats sont résumés dans les tableaux V-8 et V-9

Sens longitudinale

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
7/ 1	0,3	0,3
7/ 2	0,8	0,5
7/ 3	1,5	0,6
7/ 4	2,1	0,7
7/ 5	2,8	0,7
7/ 6	3,6	0,7
7/ 7	4,3	0,7
7/ 8	4,9	0,6
7/ 9	5,5	0,6

Tableau. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

Sens transversale

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
8/ 1	0,4	0,4
8/ 2	1,0	0,7
8/ 3	1,8	0,8
8/ 4	2,6	0,8
8/ 5	3,3	0,8
8/ 6	4,1	0,8
8/ 7	4,8	0,7
8/ 8	5,4	0,6
8/ 9	5,9	0,5

Tableau. Déplacements relatifs inter étage pour la directions (y-y)

Niveau	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	Hi (m)	1% Hi (cm)	Observation
RDC	0,3	0,4	3.06	3.06	Vérifier
01	0,5	0,7	3,06	3.06	Vérifier
02	0,6	0,8	3,06	3.06	Vérifier
03	0,7	0,8	3,06	3.06	Vérifier
04	0,7	0,8	3,06	3.06	Vérifier
05	0,7	0,8	3,06	3.06	Vérifier
06	0,7	0,7	3,06	3.06	Vérifier
07	0,6	0,6	3,06	3.06	Vérifier
08	0,6	0,5	3,06	3.06	Vérifier

Tableau. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principale

Justification de l'effet P- Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

Le tableau V-11 résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (sens x-x)

Niveau	W (KN)	Pk (KN)	Δ_{kx}	V _x	h (m)	θ	Observation
8	4145,78	4145,78	0,006	447,17	3.06	0,018	Vérifié
7	4318,36	8464,14	0,006	810,90	3.06	0,020	Vérifié
6	4307,23	12771,37	0,007	1087,16	3.06	0,027	Vérifié
5	4296,1	17067,47	0,007	1318,03	3.06	0,030	Vérifié
4	4510,38	21577,85	0,007	1514,58	3.06	0,033	Vérifié
3	4499,24	26077,09	0,007	1679,52	3.06	0,036	Vérifié
2	4488,11	30565,20	0,006	1815,64	3.06	0,033	Vérifié
1	4488,11	35053,31	0,005	1917,98	3.06	0,030	Vérifié
RDC	4488,11	39541,42	0,003	1963,90	3.06	0,020	Vérifié

Tableau. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.

Le tableau V-10 résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (sens y - y)

Niveau	W _t	Pk (t)	Δ_{ky}	V _y	h (m)	Θ	Observation
8	4145,78	4145,78	0,005	442,47	3.06	0,015	Vérifié
7	4318,36	8464,14	0,006	810,28	3.06	0,020	Vérifié
6	4307,23	12771,37	0,007	1107,85	3.06	0,026	Vérifié
5	4296,1	17067,47	0,008	1351,62	3.06	0,033	Vérifié
4	4510,38	21577,85	0,008	1558,67	3.06	0,036	Vérifié
3	4499,24	26077,09	0,008	1739,31	3.06	0,039	Vérifié
2	4488,11	30565,20	0,008	1881,25	3.06	0,042	Vérifié
1	4488,11	35053,31	0,007	1984,66	3.06	0,040	Vérifié
RDC	4488,11	39541,42	0,004	2032,2	3.06	0,025	Vérifié

Tableau. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.

Remarque :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

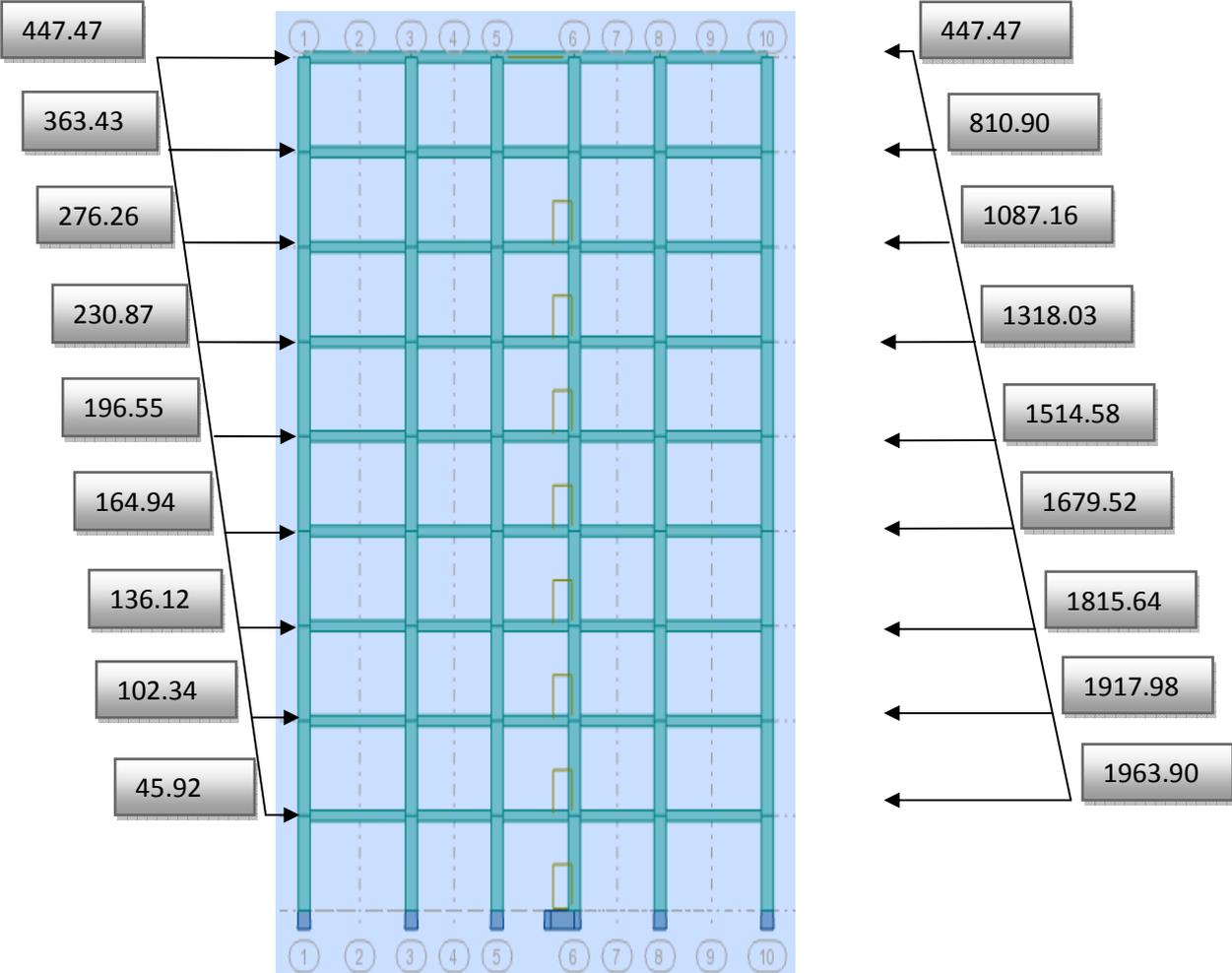
W : le poids total de la structure

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

Sens X

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)



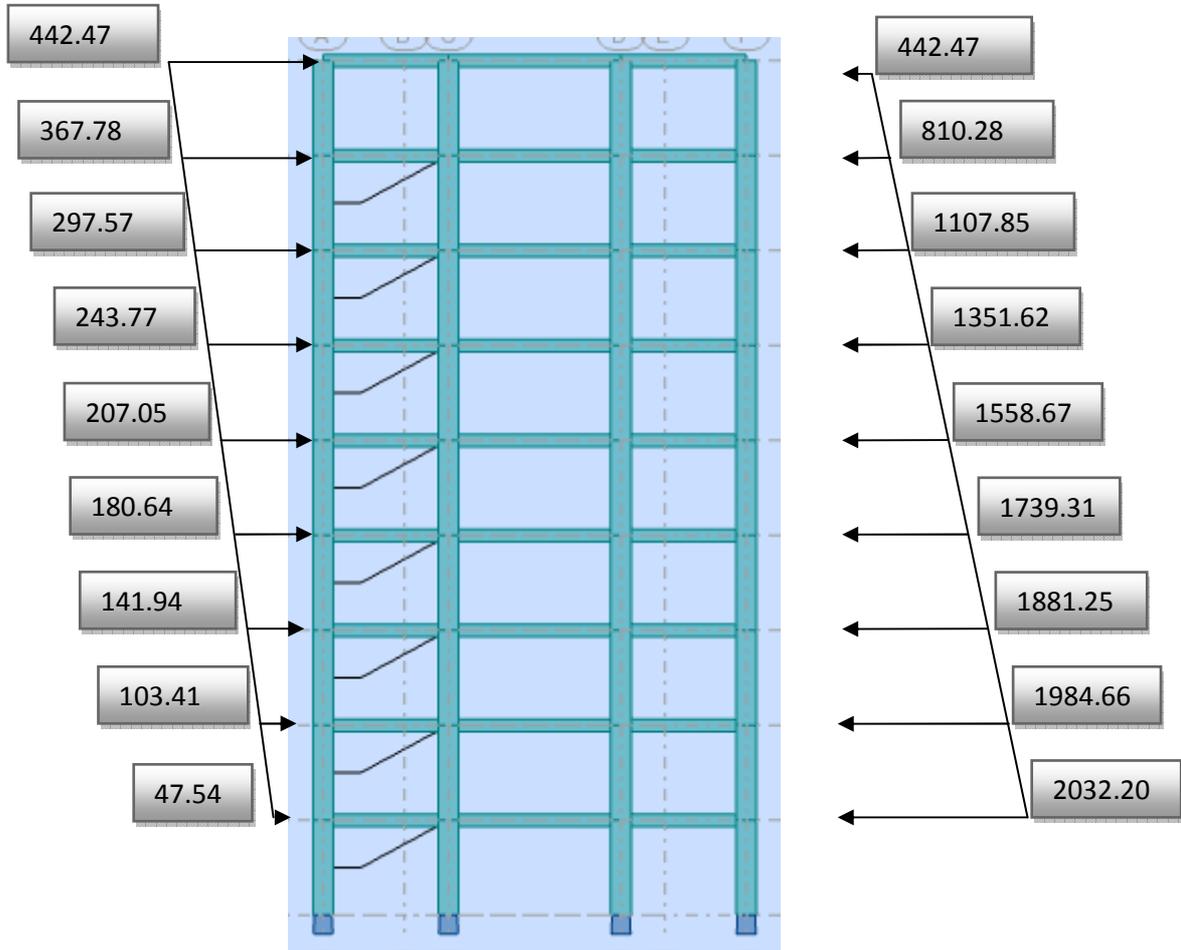
Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

Sens Y

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)



Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

❖ Sens longitudinal :

$$M_{sx} = 39541.42 \times (29.70/2) = 587190.09 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fx(kn)	Hi	Mr (x)
RDC	45,92	3.06	140,52
01	102,34	6.12	626,32
02	136,12	9.18	1249,58
03	164,94	12.24	2018,87
04	196,55	15.30	3007,22
05	230,87	18.36	4238,77
06	276,26	21.42	5917,49
07	363,43	24.48	8896,77
08	447,47	27.54	12323,32
			Σ = 38418.85

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

Tableau. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).

$$M_{Rx} = 38418.85 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{Rx} = 15.69 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ **Sens transversal :**

$$M_s = 39541.42 \times (12.20/2) = 241202.66 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fy(kn)	Hi	Mr (y)
RDC	47,45	3.06	145,20
01	103,41	6.12	632,87
02	141,94	9.18	1303,01
03	180,64	12.24	2211,03
04	207,05	15.30	3167,87
05	243,77	18.36	4475,62
06	297,57	21.42	6373,95
07	367,78	24.48	9003,25
08	442,47	27.54	12185,62
			$\Sigma = 39498.42$

Tableau. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (y).

$$M_{Ry} = 39498.42 \text{ KN.m}$$

IV.7.Vérifications:

$$M_s/M_{Rx} = 6.11 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

IV.8.Conclusion :

Par suite des résultats calculés obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre structure est bien dimensionnée et peut résister aux différents chocs extérieurs.

IV.2.ETUDE DE VENT

IV.2.1.Définition:

On n'admet que le vent à une direction d'ensemble moyenne Horizontale, mais qu'il peut Venir de n'importe quel côté.

Pour la détermination de l'action du vent le règlement distingue deux catégories de Construction : les catégories I et II.

Notre bâtiment est à usage d'habitation il appartient à la **catégorie IV**.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des

Caractéristiques suivantes:

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace: (constructions reposants sur le sol ou éloignées du sol).
- Perméabilité de ses parois: (pourcentage de surface des ouvertures dans la surface Totale de la paroi).

IV.2.2.Objet:

- Le présent document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et Principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble D'une construction et sur ses différentes parties.

- Ce (DTR) couvre aussi le calcul des actions du vent sur les structures et Ouvrages temporaires.

IV.2.3.Domain d'application:

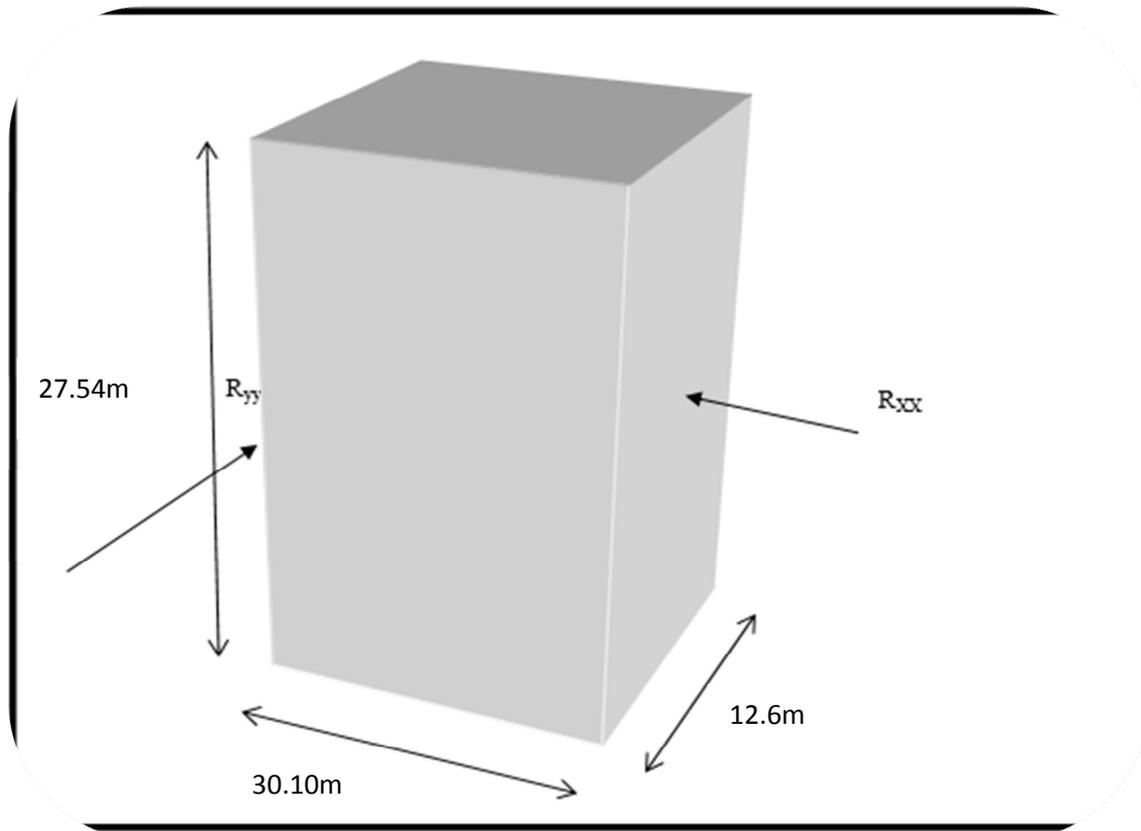
- Le présent (DTR) s'applique aux constructions, suivantes dont la hauteur est Inférieure à 200 m:

- ❖ A l'ensemble des bâtiments
- ❖ Aux cheminées et ouvrages similaires;
- ❖ Aux ouvrages de stockage
 - Le présent (DTR) ne s'applique pas directement aux:
- ❖ Ponts ;
- ❖ Mats haubanés
- ❖ Ouvrages en mer
- ❖ Ouvrages spéciaux nécessitant des conditions de sureté inhabituelles.

IV.2.4.Principe de calcul:

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires
Aux différentes parois de la construction.

Figure VI.2.1. Action au vent



V1: La résultante des actions du vent sur une direction XX.

V2: La résultante des actions du vent sur **une** direction YY.

IV.2.5.Application du R N V 99:

1-La vérification de la stabilité d'ensemble:

Le RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment
Présente une géométrie rectangulaire

➤ **Données relatives au cite:**

Implantation du hangar: **ANNAIBA est classée en zone IIa**

Terrain de catégorie **IV** (2.4 Page 47, R.N.V 1999)

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
IV	0.24	1	16	0.46

CT: coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent. Sa valeur donnée par le tableau (2.5 RNV99).

2-Coefficient de Topographie C_t :

Site plat → $C_T (Z_{eq}) = 1$.

Q ref : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée D'utilisation supérieure à 5ans).

Notre bâtiment est classé en **catégorie 4**.

Données relatives au site:

ANNABA se trouve en zone II.

ZONE	q_{ref} (N/m ²)
2	435

3. Détermination du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite Corrélation des pressions exercées sur les parois que des effets d'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale D'oscillation de la structure.

Valeur de C_d : valeurs de C_d pour les structures en béton armé.

Cas V1:

$h=27.54m$: qui désigne la hauteur totale de la construction.

$b=12.6m$

$C_d \approx 0,97$ pour V1

Cas V2:

$h=27.54m$: qui désigne la hauteur totale de la construction.

$b=30.10m$

$C_d \approx 0,93$ pour V2

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

4-Coefficients de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité du terrain et de la hauteur, sur la vitesse moyenne du vent, il est défini par la formule (2 – 15 page 47, RNV 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} -C_r(z) = K_T L_n \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ -C_r(z) = K_T L_n \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right) \quad \text{pour } z \leq z_{\min} \end{array} \right.$$

Z: (en m) est la hauteur considérée.

Pour notre construction $Z = 28.14\text{m}$

5-Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3.1.1 des RNV99.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surfaces, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec n étant le nombre de niveaux de la construction.

- La pression dynamique **$q_{\text{dyn}}(Z_j)$** qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 RNV99).

- **Structure permanente** $\rightarrow q_{\text{dyn}}(Z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : est donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone de vent.

C_e : Coefficient d'exposition au vent. Et calculé par la formule

$$C_e(z) = C_T(z^2) \times C_r(z^2) \times \left(1 + \frac{7 \times K_T}{C_T(z) \times C_r(z)} \right) \quad (\text{Art 2.13 p 46 RNV99})$$

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent; sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$K_T=0.24$

$z_0=1\text{m}$; $c_t=1$

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

Tableaux IV.2.7 : Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

Z_j (m)	C_r	C_e	q_{dyn} N/m ²
1.53	0.665	1.559	678.165
4.59	0.665	1.559	678.165
7.65	0.665	1.559	678.165
10.71	0.665	1.559	678.165
13.77	0.665	1.559	678.165
16.83	0.709	1.693	736.455
19.89	0.748	1.816	789.96
22.95	0.782	1.925	837.375
26.01	0.811	2.020	878.7

6-Détermination de la pression du vent:

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad (\text{formule 2-1 page 40 RNV99})$$

W en (N/m²): est la pression nette exercée sur l'élément de surface j, calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j.

C_d: est le coefficient dynamique de la construction.

📌 La détermination de la pression nette W:

📌 Si une face de la paroi est intérieure à la construction et l'autre face est extérieure. **Alors W(Z_j):** est obtenu à l'aide de la formule suivante:

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (2.2 \text{ page 40 RNV99})$$

📌 La détermination des coefficients de pression:

Le coefficient de pression résultant (C_p), est déterminé comme suit :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Avec: C_{pe}: Coefficient de pression extérieure.

C_{pi}: Coefficient de pression intérieure.

6-Coefficient de pression extérieure C_{pe}: (RNV 99 page 64).

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir de la formule suivante:

- $C_{pe} = C_{pe1} \rightarrow S \leq 1m^2$ (A)
 - $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1})\log_{10}(S) \rightarrow 1m^2 < S < 10m^2$(B)
 - $C_{pe} = C_{pe10} \rightarrow S \geq 10m^2$ (C)
- S : Surface [m^2]

Nous sommes dans le 3ème cas (C), d'où : $C_{pe} = C_{pe10}$ pour $S \geq 10m$.

a) Parois verticales:

V1: La résultante des actions du vent sur une **façade pignon** ; direction XX.

$h = 27.54$ m ; $b = 12.60$ m ; $e = \text{Min}(b ; 2h)$

$\Rightarrow e = \text{Min}(12.60 ; 2 \times 27.54) = 12.60$ m.

b: La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la Construction.

h : La hauteur total de la construction.

Cas où $d > e \Rightarrow (30.1m > 12.60m)$ donc:

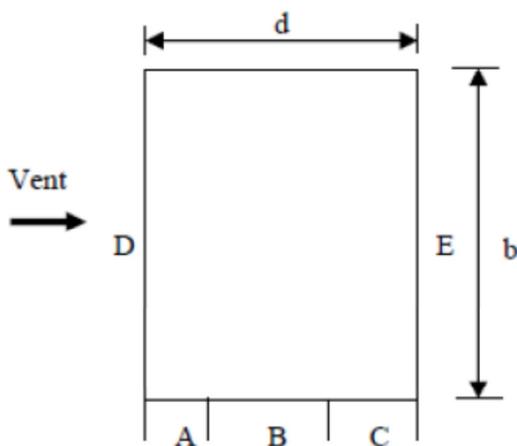


Fig. IV.12 vue en plan

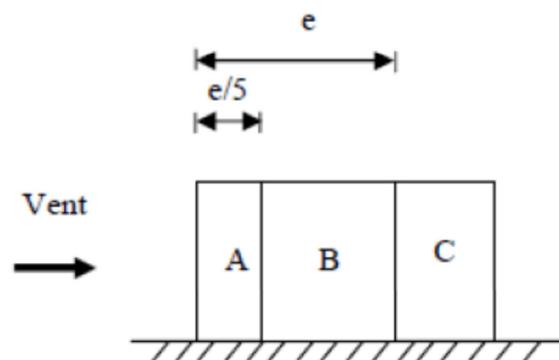


Fig. IV.11. Vue en élévation

7-Détermination du coefficient de pression intérieure "Cpi" :

Nous avons deux valeurs pour C_{pi} qui sont : $\begin{cases} C_{pi} = 0,8 \\ C_{pi} = -0,5 \end{cases}$

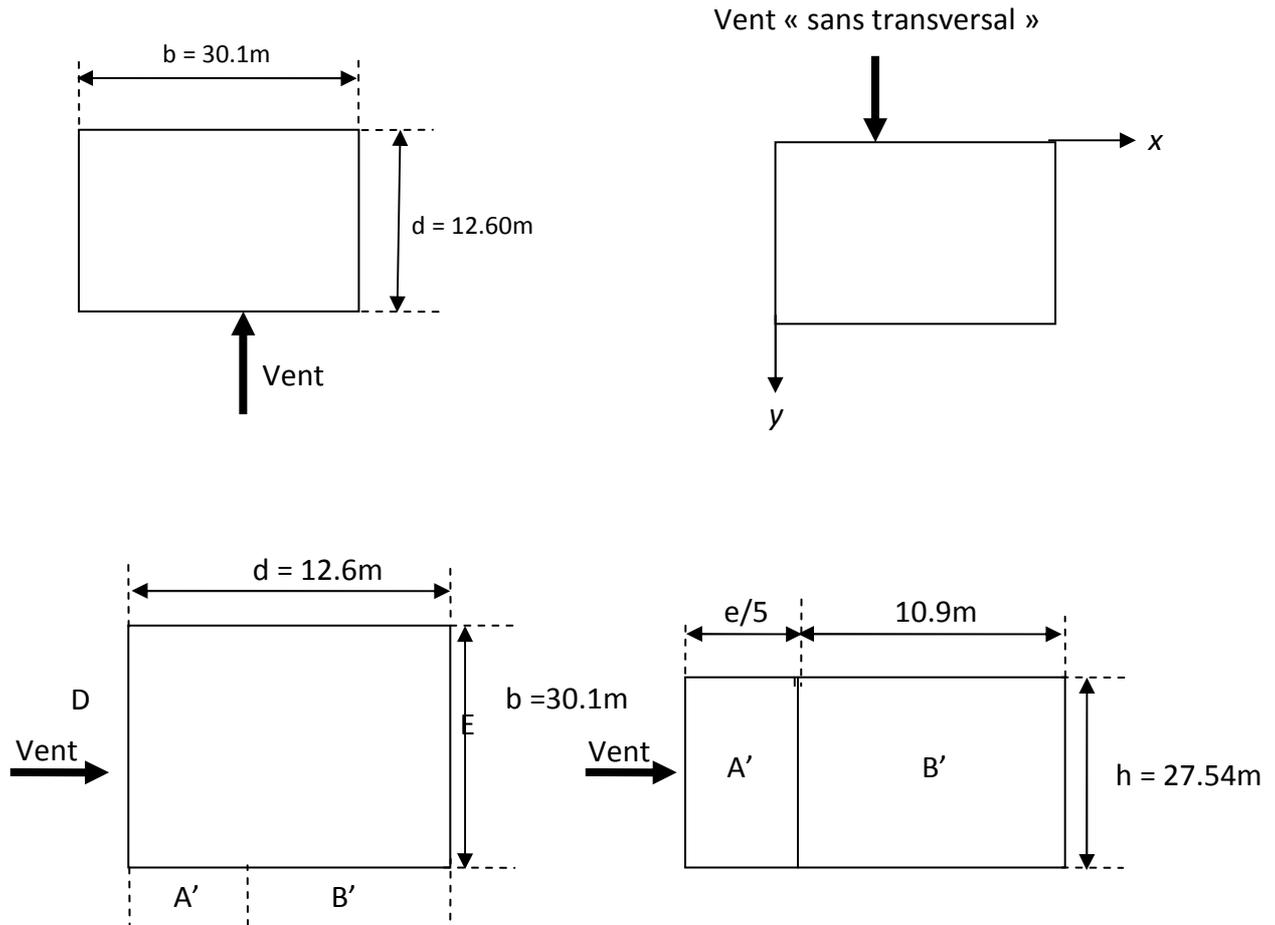
CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

Car nous sommes dans le cas des bâtiments avec cloisons intérieures et donc le calcul de μ_p l'indice de perméabilité n'est pas possible pour la détermination de C_{pi} par l'abaque qui est donné.

VI.2-3- Calcul du coefficient de pression extérieure " C_{pe10} " :

a) sens transversal

a-1) parois verticales :



$$e = \min(b, 2h) \rightarrow e = 30.1\text{m}$$

$$\rightarrow d < e$$

$$e/5 = 6.02\text{ m}$$

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

A	B	C	D	F
$C_{pe} \cdot 10$				
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

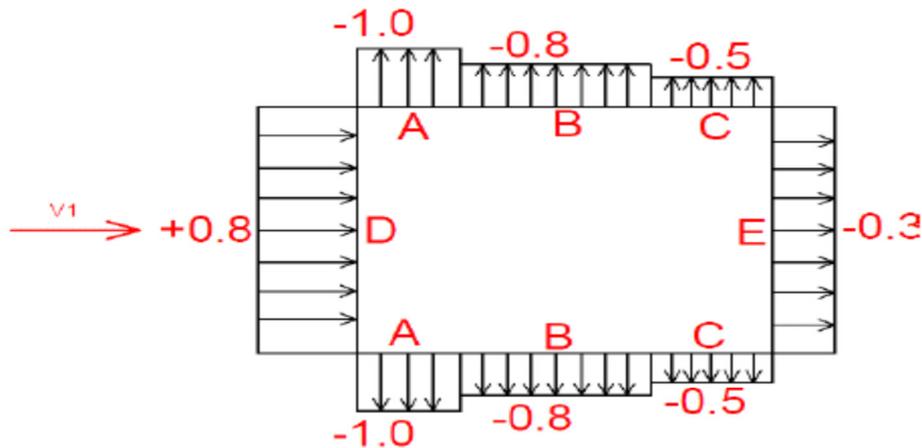


Figure VI.2.3. Etat « vue » en plan

a-2- Toitures plates : « Avec acrotère » (RNV 99 page 65).

La pente est inférieure ou égale à 4°

$$e = 30.1 \text{ m}$$

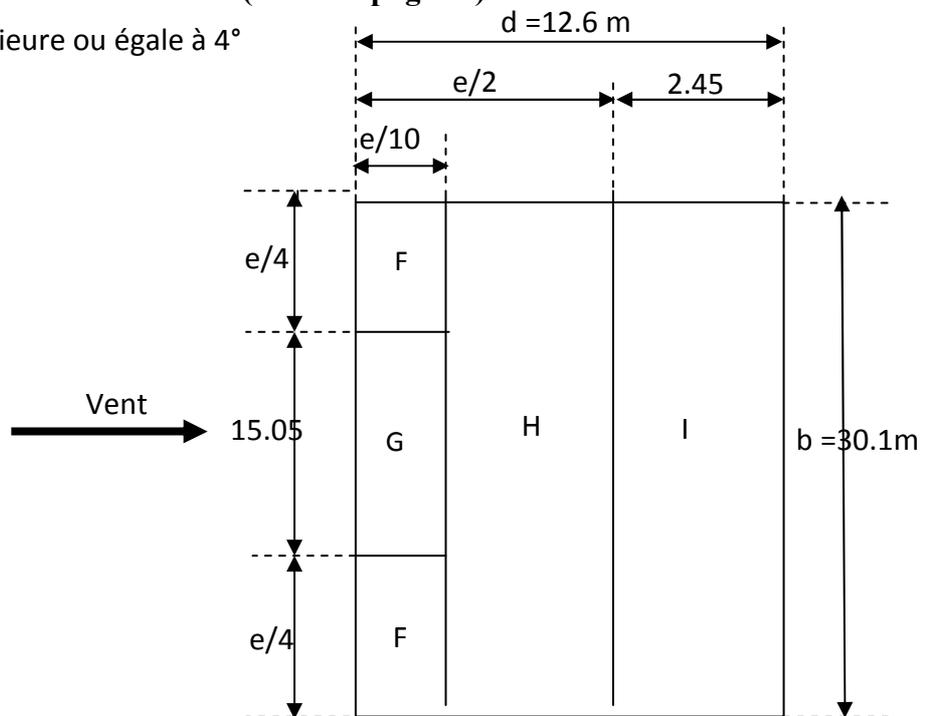
$$e/4 = 7.525 \text{ m}$$

$$e/2 = 15.05 \text{ m}$$

$$e/10 = 3.10 \text{ m}$$

$$H_p = 0.6 \text{ l'acrotère}$$

- $s_f = 93.3 \text{ m}^2$
- $s_g = 46.65 \text{ m}^2$
- $s_h = 359.69 \text{ m}^2$
- $s_i = 37.745 \text{ m}^2$



D'après le tableau 5.2 (RNV P.66) on a :

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.60}{28.14} = 0.21$$

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

F	G	H	I
$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$
-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

b) Parois verticales:

V2: La résultante des actions du vent sur **une**; direction YY.

$h = 17.54\text{m}$; $b = 30.1\text{ m}$; $e = \text{Min}(b, 2h) \Rightarrow e = \text{Min}(30.1, 2 \times 17.54) = 30.1\text{m}$.

Cas où $d < e \Rightarrow (12.6\text{m} < 30.1\text{m})$ donc Pour notre cas en prend la 2^{ème} solution

b- sens longitudinal : (sens du vent parallèle au sens transversal)

b-1- parois verticales :

$e = \text{min}(b, 2h) \rightarrow e = 12.6\text{m} \rightarrow d > e$.

$e/5 = 2.52$

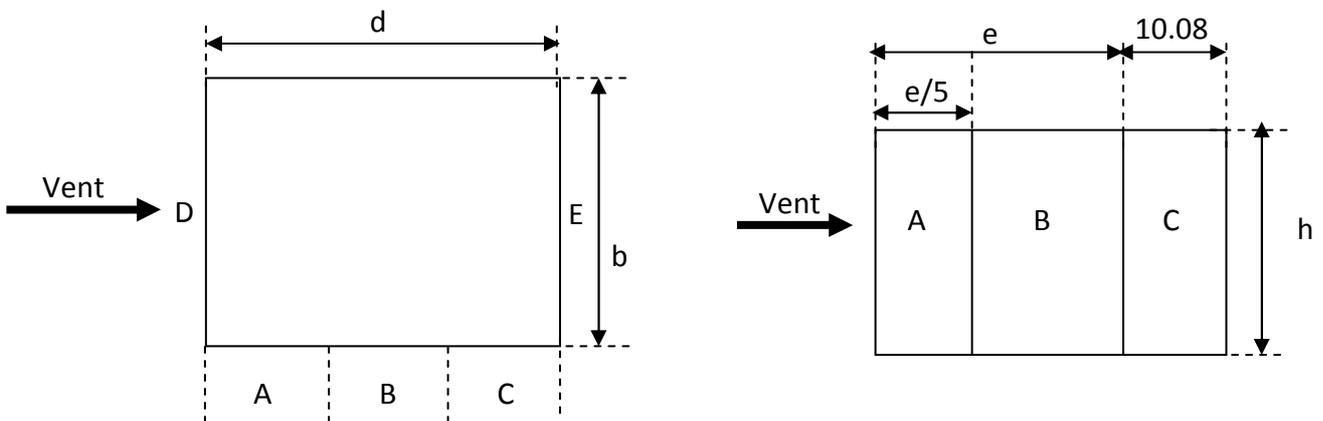
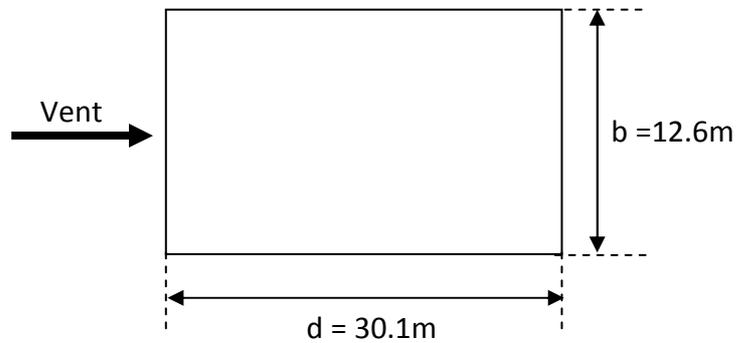
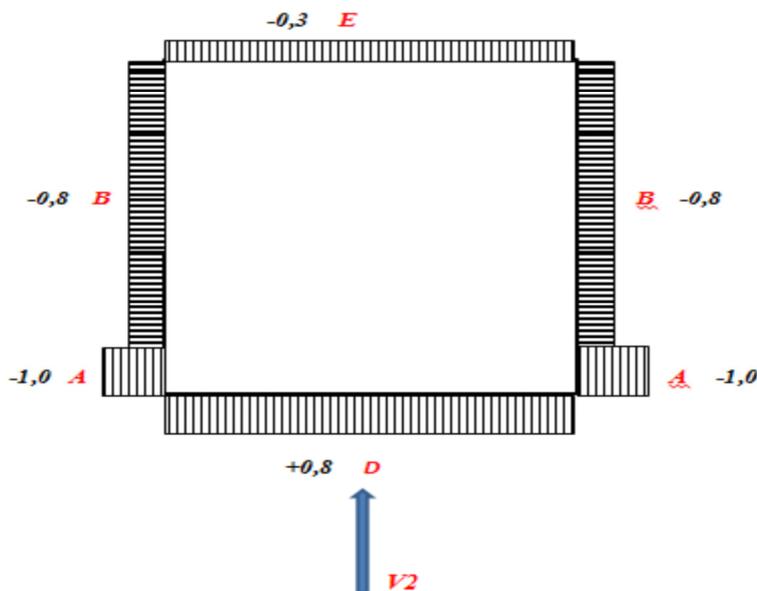
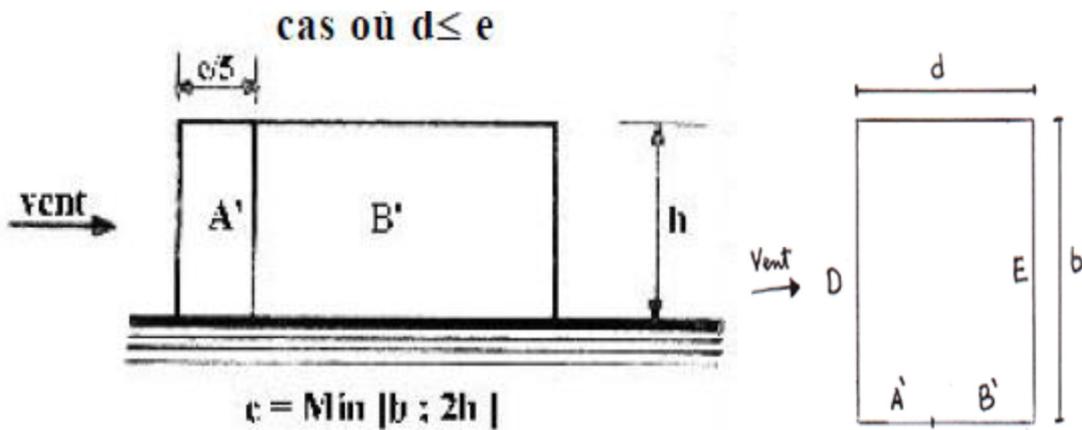


Figure VI.2.3. Action au vent

ZONE	A	B	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3



b-2- toitures plates : « Avec acrotère :

$e = 12.6\text{m}$

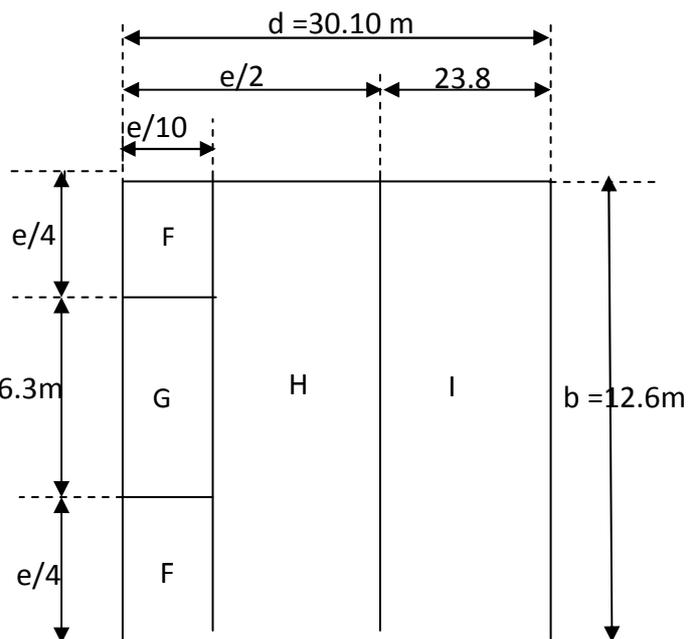
$e/2 = 6.3\text{m}$

$e/10 = 1.26\text{m}$

$e/4 = 3.15\text{m}$

$H_p = 0.6$ l'acrotère **Vent** →

- $s_f = 7.94 \text{ m}^2$
- $s_g = 7.94 \text{ m}^2$
- $s_h = 79.38 \text{ m}^2$
- $s_i = 299.88 \text{ m}^2$



CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

D'après le tableau 5.2 (RNV P.66) on a :

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.60}{28.10} = 0.21$$

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

2. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} : (RNV 99 §2 p.78)

➤ Principes et définitions:

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit:

Des surfaces de toutes les ouvertures.

Des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent .

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{Des surfaces de toutes les ouvertures.}}$$

Valeurs du coefficient de pression intérieure C_i :

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$$C_i = +0.8 \text{ et } C_i = -0.5$$

➤ Détermination de la pression dynamique du au vent:

La pression du au vent q_i qui s'exerce sur une construction à la hauteur z est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Etage :RDC , 01 ,02 ,03 et 04:

ZONE	C_d	q_{dya}	C_{pe}	C_{pi}		q_j (dan / m ²)	
A	0.97	67.8165	-1.0	0.8	-0.5	-118,40761	-32,891003
B	0.97	67.8165	-0.8	0.8	-0.5	-105,25121	-19,734602

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

C	0.97	67.8165	-0.5	0.8	-0.5	-85,516607	0
D	0.97	67.8165	+0.8	0.8	-0.5	0	85,5166065
E	0.97	67.8165	-0.3	0.8	-0.5	-72,360206	13,156401

Etage 05:

ZONE	C_d	q_{dya}	C_{pe}	C_{pi}		q_j (dan / m²)	
A	0.97	73,6455	-1.0	0.8	-0.5	-128,58504	-35,718068
B	0.97	73,6455	-0.8	0.8	-0.5	-114,29782	-21,430841
C	0.97	73,6455	-0.5	0.8	-0.5	-92,866976	0
D	0.97	73,6455	+0.8	0.8	-0.5	0	92,8669755
E	0.97	73,6455	-0.3	0.8	-0.5	-78,579749	14,287227

Etage 06 :

ZONE	C_d	q_{dya}	C_{pe}	C_{pi}		q_j (dan / m²)	
A	0.97	78.996	-1.0	0.8	-0.5	-137,92702	-38,31306
B	0.97	78.996	-0.8	0.8	-0.5	-122,60179	-22,987836
C	0.97	78.996	-0.5	0.8	-0.5	-99,613956	0
D	0.97	78.996	+0.8	0.8	-0.5	0	99,613956
E	0.97	78.996	-0.3	0.8	-0.5	-84,288732	15,325224

Etage 07 :

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

ZONE	C_d	q_{dya}	C_{pe}	C_{pi}		q_j (dan / m ²)	
A	0.97	83,7375	-1.0	0.8	-0.5	-146,20568	-40,612688
B	0.97	83,7375	-0.8	0.8	-0.5	-129,9606	-24,367613
C	0.97	83,7375	-0.5	0.8	-0.5	-105,59299	0
D	0.97	83,7375	+0.8	0.8	-0.5	0	105,592988
E	0.97	83,7375	-0.3	0.8	-0.5	-89,347913	16,245075

Etage 08:

ZONE	C_d	q_{dya}	C_{pe}	C_{pi}		q_j (dan / m ²)	
A	0.97	87,87	-1.0	0.8	-0.5	-153,42102	-42,61695
B	0.97	87,87	-0.8	0.8	-0.5	-136,37424	-25,57017
C	0.97	87,87	-0.5	0.8	-0.5	-110,80407	0
D	0.97	87,87	+0.8	0.8	-0.5	0	110,80407
E	0.97	87,87	-0.3	0.8	-0.5	-93,75729	17,04678

Toitures:

ZONE	C_d	q_{dya}	C_{pe}	C_{pi}		q_j (dan / m ²)	
F	0.97	72	-1.6	0.8	-0.5	-204,56136	-93,75729
G	0.97	72	-1.1	0.8	-0.5	-161,94441	-51,14034
H	0.97	72	-0.7	0.8	-0.5	-127,85085	-17,04678
I	0.97	72	0.2	0.8	-0.5	-51,14034	59,66373

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

			-0.2	0.8	-0.5	-85,2339	25,57017
--	--	--	------	-----	------	----------	----------

V2: La résultante des actions du vent sur **une façade long-pan** ; direction YY

Parois verticales:

Etage : RDC, 1,2 ,3 et 04

ZONE	C _d	q _{dya}	C _{pe}	C _{pi}		q _j (dan / m ²)	
A	0.93	67,8165	-1.0	0.8	-0.5	-	-31,534673
						113,52482	
B	0.93	67,8165	-0.8	0.8	-0.5	-	-18,920804
						100,91095	
D	0.93	67,8165	+0.8	0.8	-0.5	0	81,9901485
E	0.93	67,8165	-0.3	0.8	-0.5	-69,37628	12,613869

Etage 05 :

ZONE	C _d	q _{dya}	C _{pe}	C _{pi}		q _j (dan / m ²)	
A	0.93	73,6544	-1.0	0.8	-0.5	-123,29747	-34,249296
B	0.93	67,8165	-0.8	0.8	-0.5	-109,59775	-20,549578
D	0.93	67,8165	+0.8	0.8	-0.5	0	89,0481696
E	0.93	67,8165	-0.3	0.8	-0.5	-75,348451	13,6997184

Etage 06 :

ZONE	C _d	q _{dya}	C _{pe}	C _{pi}		q _j (dan / m ²)	
A	0.93	78.996	-1.0	0.8	-0.5	-132,2393	-36,73314
B	0.93	78.996	-0.8	0.8	-0.5	-117,54605	-22,039884

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

D	0.93	78.996	+0.8	0.8	-0.5	0	95,506164
E	0.93	78.996	-0.3	0.8	-0.5	-80,812908	14,693256

Etage 07:

ZONE	C_d	q_{dya}	C_{pe}	C_{pi}		q_j (dan / m²)	
A	0.93	83,7375	-1.0	0.8	-0.5	- 140,17658	-38,937938
B	0.93	83,7375	-0.8	0.8	-0.5	-124,6014	-23,362763
D	0.93	83,7375	+0.8	0.8	-0.5	0	101,238638
E	0.93	83,7375	-0.3	0.8	-0.5	- 85,663463	15,575175

Etage 08 :

ZONE	C_d	q_{dya}	C_{pe}	C_{pi}		q_j (dan / m²)	
A	0.93	87,870	-1.0	0.8	-0.5	- 147,09438	-40,85955
B	0.93	87,870	-0.8	0.8	-0.5	- 130,75056	-24,51573
D	0.93	87,870	+0.8	0.8	-0.5	0	106,23483
E	0.93	87,870	-0.3	0.8	-0.5	-89,89101	16,34382

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

Toitures:

ZONE	C_d	q_{dya}	C_{pe}	C_{pi}		q_j (dan / m ²)	
F	0.93	87,87	-1.6	0.8	-0.5	-196,12584	-89,89101
G	0.93	87,87	-1.1	0.8	-0.5	-155,26629	-49,03146
H	0.93	87,87	-0.7	0.8	-0.5	-122,57865	-16,34382
I	0.93	87,87	0.2	0.8	-0.5	-49,03146	57,20337
			-0.2	0.8	-0.5	-81,7191	24,51573

VI.2.3.Calcul des forces de frottement:

Dans notre structure le calcul de la force de frottement est inutile parce que les deux conditions de l'article 1.4.2 page 41.

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $(d/b \geq 3)$, et le rapport $(d/h \geq 3)$, soient vérifiés.

$$b=12.06\text{m}; \quad d=30.1\text{m}; \quad h=28.14\text{m}.$$

$$(d/b) = (30.1 / 12.6) = 2.42 < 3 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$(d/h) = (30.1/28.14) = 1.06 < 3 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

Alors la force de frottement $F_r = 0$

La force résultante R se décompose en deux forces :

→ Une force globale horizontale F_W .

→ Une force de soulèvement F_u .

Dans notre structure la force de soulèvement F_u est négligeable parce que il y a des planchers très lourds $F_u = 0$

Action d'ensemble: ce sont les forces résultantes des pressions q_j appliquées sur notre bâtiment. On les note par R_x ; R_y ; R_z ; dirigées respectivement suivant les sens x ; y et z .

La force résultante R est donnée par : (art 2.1.2 page 44).

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

$$R = \sum (q_j \cdot s_j) + \sum F_{fij}^0$$

→ q_j (N/m²) : la pression du vent sur un élément de surface j

→ s_j (en m²) : est l'air de l'élément de surface

→ F_{fij} (en N) : La force de frottement.

Calcul S:

Donc :

$$R = \sum (q_i \times S_i) = q_1 \times S_1 + \sum_2^9 (q_i \times S_2)$$

S1: Surface de RDC.

S2: Surface d'EC

Sens x-xV1:

$$S1 = h1 \times b = 3.06 \times 12.6 = 36.90 \text{ m}^2$$

$$S1 = S2 = S3 = S4 = S5 = S6 = S7 = S8 = S9 = 36.90 \text{ m}^2.$$

Pour $c_{pi} = -0.5$

Zone	Z (m)	q (z) (daN/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (daN/m ²)
C	1.53	0	36.90	0	
	4.59	0	36.90	0	
	7.65	0	36.90	0	
	10.71	0	36.90	0	
	13.77	0	36.90	0	
	16.83	0	36.90	0	
	19.89	0	36.90	0	
	22.95	0	36.90	0	
	26.01	0	36.90	0	

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

D	1.53	85,5166065	36.90	3155,56278	0
	4.59	85,5166065	36.90	3155,56278	0
	7.65	85,5166065	36.90	3155,56278	0
	10.71	85,5166065	36.90	3155,56278	0
	13.77	85,5166065	36.90	3155,56278	0
	16.83	92,8669755	36.90	3426.791396	0
	19.89	95,506164	36.90	3524.177452	0
	22.95	105,592988	36.90	3896.381257	0
	26.01	110,80407	36.90	4088.670183	0
E	1.53	13,156401	36.90	485,471197	0
	4.59	13,156401	36.90	485,471197	0
	7.65	13,156401	36.90	485,471197	0
	10.71	13,156401	36.90	485,471197	0
	13.77	13,156401	36.90	485,471197	0
	16.83	14.287227	36.9	527.1986763	0
	19.89	15.325224	36.9	565.5007656	0
	22.95	16.245075	36.9	599.4432675	0
	26.01	17.04678	36.9	629.026182	0
F	26.01	-93.75729	93.3	0	-8747,5552
G	26.01	-51.14034	46.65	0	-2385.696861
H	26.01	-17.04678	359.69	0	-6131.556298
I	26.01	29.66373	37.745	0	1119.657489
	26.01	25.57017	37.745	0	1885.672187
Totale :				35462.35906	-14259.47858

Pour $c_{pi} = 0.8$

Zone	Z (m)	q (z) (daN/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (daN/m ²)
C	1.53	-85.516607	36.90	-3155.562798	
	4.59	-85.516607	36.90	-3155.562798	
	7.65	--85.516607	36.90	-3155.562798	
	10.71	-85.516607	36.90	-3155.562798	
	13.77	--85.516607	36.90	-3155.562798	
	16.83	-92.866976	36.90	-3343.211136	
	19.89	-99.613956	36.90	-3675.754976	

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

	22.95	-105.59299	36.90	-3896.381331	
	26.01	-110.80407	36.90	-4088.670183	
D	1.53	0	36.90	0	0
	4.59	0	0	0	0
	7.65	0	0	0	0
	10.71	0	0	0	0
	13.77	0	0	0	0
	16.83	0	0	0	0
	19.89	0	0	0	0
	22.95	0	0	0	0
	26.01	0	36.90	0	0
E	1.53	-72360206	36.90	-2670.09601	0
	4.59	-72360206	36.90	-2670.09601	0
	7.65	-72360206	36.90	-2670.09601	0
	10.71	-72360206	36.90	-2670.09601	0
	13.77	-72360206	36.90	-2670.09601	0
	16.83	-78.579749	36.9	-2906.234738	0
	19.89	-84.288732	36.9	-3110.254211	0
	22.95	-89.347913	36.9	-3296.93799	0
	26.01	-93.75729	36.9	-3459.644001	0
F	26.01	-204.56136	93.3	0	-19093.86021
G	26.01	-161.94441	46.65	0	-7554.706727
H	26.01	-127.85085	359.69	0	-45986.67224
I	26.01	-51.14034	37.745	0	-1930.292133
	26.01	-85.2339	37.745	0	-3217.153556
Totale :				-53981.14786	-77782.68487

Sens y-yV2:

$$S1 = h1 \times b = 3,06 \times 28.14 = 86.1084 \text{m}^2$$

$$S1 = S2 = S3 = S4 = S5 = S6 = S7 = S8 = S9 = 86.1084 \text{m}^2$$

Pour $c_{pi} = 0.8$

Zone	Z (m)	q (z) (daN/m²)	surface	R(zx) (N/m²)	R(zy) (daN/m²)
	1.53	0	86.1084	0	0
	4.59	0	86.1084	0	0
	7.65	0	86.1084	0	0

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

D	10.71	0	86.1084	0	0
	13.77	0	86.1084	0	0
	16.83	0	86.1084	0	0
	19.89	0	86.1084	0	0
	22.95	0	86.1084	0	0
	26.01	0	86.1084	0	0
E	1.53	-69.37628	86.1084	-346.8814	0
	4.59	-69.37628	86.1084	-346.8814	0
	7.65	-69.37628	86.1084	-346.8814	0
	10.71	-69.37628	86.1084	-346.8814	0
	13.77	-69.37628	86.1084	-346.8814	0
	16.83	-75.348451	86.1084	-6488.131028	0
	19.89	-80.812908	86.1084	-6958.670207	0
	22.95	-85.663463	86.1084	-7376.343737	0
	26.01	-89.89101	86.1084	-7740.415991	0
F	26.01	-196.12584	93.3	0	-18298.54181
G	26.01	-155.26629	46.65	0	-7243.172429
H	26.01	-122.57865	359.69	0	-44090.31462
I	26.01	-49.03146	37.745	0	-1850.692458
	26.01	-81.7191	37.745	0	-3084.48743
Totale :				-30297.96796	-74567.2087

Pour cpi = -0.5

Zone	Z (m)	q (z) (daN/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (daN/m ²)
D	1.53	81.9901484	86.1084	7060.040494	0
	4.59	81.9901484	86.1084	7060.040494	0
	7.65	81.9901484	86.1084	7060.040494	0
	10.71	81.9901484	86.1084	7060.040494	0
	13.77	81.9901484	86.1084	7060.040494	0
	16.83	89.048196	86.1084	7667.79768	0
	19.89	95.506164	86.1084	8223.882972	0
	22.95	101.238638	86.1084	8717.497136	0
	26.01	16.34383	86.1084	1407.341051	0
	1.53	12.613869	86.1084	1086.160077	0
	4.59	12.613869	86.1084	1086.160077	0
	7.65	12.613869	86.1084	1086.160077	0

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE VENT

E	10.71	12.613869	86.1084	1086.160077	0
	13.77	12.613869	86.1084	1086.160077	0
	16.83	13.6997184	86.1084	1179.660832	0
	19.89	14.693256	86.1084	1265.212765	0
	22.95	15.575175	86.1084	1341.158072	0
	26.01	16.34382	86.1084	1407.34019	0
F	26.01	-89.89101	93.3	0	-8386.831233
G	26.01	-49.034146	46.65	0	-2287.442911
H	26.01	-16.34382	359.69	0	-5878.708616
I	26.01	57.20337	37.745	0	2159.141201
	26.01	24.51573	37.745	0	925.3462289
Totale :				71940.89355	-14068.49533

VI. 2.4.Conclusion:

. En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vue que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismiques

VI.1. Présentation du rapport d'études de sol :

VI.1.1. L'étude de sol :

Le présent rapport rassemble les résultats des reconnaissances et des essais réalisés au laboratoire, les dispositions constructives du futur projet et les recommandations qui en résultent.

➤ **Résultats de sondage:**

- 0.00 – 0.90 m : Remblai.
- 0.90 – 2.00 m : Argile noirâtre graveleuse.
- 2.00 – 3.50 m : Mélange de sable, graviers et cailloux emballés dans une matrice argilo-limoneuse.
- 3.50 – 3.80 m : Sable limoneux, graveleux.
- 3.80 – 4.00 m : Sable limoneux, graveleux.
- 4.00 – 6.00 m : Galets emballés dans une matrice argileuse.

a- Classification des terrains selon DTR-BE 1.2 et RPA 99 version 2003 :

Le sol est classé parmi les terrains moyennement compacts d'après le DTR-BE 1.2 et appartient à la catégorie S3 selon la classification du RPA 99 version 2003.

C - Type de fondation, l'ancrage et le taux de travail admissible :

- Un mode de fondation superficielle sur **radier général**.
- Un ancrage minimal de **3.00 m** par rapport au terrain fini. (niveau -3.00m)
- Un taux de travail admissible **$Q_{adm} = 1.60$ bars**

VI.1. 2. Etude géotechnique :

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet cité en objet sont :

- contrainte admissible : $Q = 1.60$ bars pour l'ensemble du site.
- ancrage des fondations : $D = 3.50$ m.
- type des fondations : Radier général.

VI.2 Etude de fondation :

VI.2.1.Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission de charges de la structure au sol, elle est constituée par la partie de l'ouvrage qui est en contact avec celui-ci constituant ainsi la partie essentielle de l'ouvrage puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

VI.2.2.Combinaisons d'actions :

- ELS ($G + Q + W$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1.35G + 1.5Q+W$) ; ($1.35G + 1.5W+Q$) pour le ferrailage.
- Accidentelle : ($0.8G \pm E$) et ($G+Q\pm E$) pour les vérifications.

VI.2.3. Calcul du radier général nervuré :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle 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 diminuées du poids propre du radier et des terres de remblais sur le radier

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- prévenir mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

✓ Vérifications de la condition :

($S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} > 50 \%$).

Cas 6 (C)	ELS
Somme totale	41942,16
Somme réaction	41942,16
Somme efforts	-41942,16

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{41.94216}{0.17} = 246.72 \text{ m}^2.$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{246.72}{347.62} = 70.97\% > 50\%$$

Surface totale des semelles : $S_{\text{semelles}} = 246.72 \text{ m}^2$

Surface totale du bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = 347.62 \text{ m}^2$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer d'un Radier Général nervuré comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondations) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.
- Evité les poteaux courts.

VI.2.3. 1.Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes

a) Condition forfaitaire :

- Sous poteaux

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_t \geq L_{\text{max}}/20.$$

avec : L_{max} :la plus grande distance entre deux poteaux

h_t :épaisseur du radier.

D'où : $h_t \geq 560/20 = 28 \text{ cm}$

La nervure (poutre libage) :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 5.60 \text{ m} \quad \text{d'où: } h_t \geq 56 \text{ cm.}$$

b) Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad ; \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

L_e : longueur élastique ;

E : module d'élasticité ;

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier ;

K_b : coefficient de raideur du sol ;

b : largeur du radier.

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 2.52 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{\max} = 5.60 \text{ m}, \quad E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2, \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où: } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.60^4}{3.21 \times 10^6 \times 3.14^4}} = 0.85 \text{ m}$$

On prend: $h_t = 90 \text{ cm}$.

Le choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci avant nous amène à choisir les dimensions de Radier comme suite :

- épaisseur du radier égale à $e = 50 \text{ cm}$.
- hauteur totale du nervures égale à $h_t = 90 \text{ cm}$.
- Choix de la Largeur du nervures : $(h_t / b) \leq 4$ donc en prend $b = 50 \text{ cm}$, soit une section de $(50 \times 90) \text{ cm}^2$.

VI.2.3.2. Calcul de la surface du radier :

- Détermination des efforts :

Cas 5 (C)	ELU
Somme totale	57215,41
Somme réaction	57215,41
Somme efforts	-57215,41

Cas 6 (C)	ELS
Somme totale	41942,16
Somme réaction	41942,16
Somme efforts	-41942,16

ELU: $N_u = 57215.41 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 41942.16 \text{ KN}$

- Détermination de la surface nécessaire du radier :

ELS: $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{41942.16}{170} = 246.72 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + (D \times P_r)$$

S: surface du Bâtiment.

P_r : périmètre du Bâtiment.

- Calcul de débordement D' :

$$D' \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où: } h_r = 0.90 \text{ m}$$

On prend $D' = 0.5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S_r = S + (D' \times P_r) = 347.62 + (0.5 \times 84.60) = 389.92 \text{ m}^2$$

VI.2.3. 3. Poids de radier y compris le remblai et les amorces des poteaux :

$$G_r = S_r \times h \times \gamma = 389.92 \times 0.90 \times 25 = 8773.20 \text{ KN}$$

$$G_{Remb} = 2.10 \times 389.92 \times 18 = 14738.98 \text{ KN}$$

VI.2.3.3. Combinaison d'action :

$$N_u = 57215.41 + 1.35 (8773.20 + 14738.98) = 88956.85 \text{ KN}$$

$$N_s = 41942.16 + (8773.20 + 14738.98) = 65454.34 \text{ KN}$$

VI.2.3.4. Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier y compris remblais poids propre de radier et les amorces poteaux

$$W = 65454.34 \text{ KN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure (h = 3.50 m)

S_r : Surface du radier ($S_r = 389.92 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 10 \times 3.00 \times 389.92 = 17546.40 \text{ KN} < 65454.34 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

VI.2.3.7. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

■ La réaction du sol à l'E.L.U

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{\text{rad}}$$

$$S = 389.92 \text{ m}^2$$

$$q_u = 228.14 \text{ KN/m}^2$$

■ La réaction du sol à l'E.L.S :

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) / S_{\text{rad}}$$

$$q_{\text{ser}} = 167.87 \text{ KN /m}^2$$

Méthodes de calcul : c'est la méthode forfaitaire de l'annexe E3 du règlement BAEL

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Chapitre VI : Etudes de l'infrastructure

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Moment en travée : ($M_{tx}=0.75 M_x$; $M_{ty}=0,75 M_y$).

Moment sur appuis : ($M_{ax}=0.5 M_x$; $M_{ay}=0.5 M_x$).

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

- Calcul des moments fléchissant :

Le plus grand panneau est le panneau du : 4.10 x 4.32

a) l'ELU : $v=0$

$$\alpha = \frac{5.40}{5.60} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau: de l'annexe E3 du BAEL

$$\mu_x = 0.041$$

$$\mu_y = 0.888$$

Les moments sont:

$$M_{ox} = 0.041 \times 228.14 \times 5.40^2 = 272.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0.888 \times 272.76 = 215.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 204.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 161.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 \times M_{ox} = 136.38 \text{ KN.m}$$

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	sens X-X				sens Y-Y			
			μ_x	M_{ox} (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_y	M_{oy} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
5.40	5.60	0.95	0.041	272.76	204.57	136.38	0.888	215.08	161.31	136.38

Tableau. Tableau des résultats des moments sur appui et en travée(ELU).

Ferrailage :

■ ELU :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \qquad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \qquad , \qquad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s} \qquad A_{s\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

Pour le sens X : $C = 5.0 \text{ cm} \Rightarrow dx = 45 \text{ cm}$

Pour le sens Y : $C = 5 \text{ cm} \Rightarrow dy = 45 \text{ cm}$

Panneau	SENS X-X		SENS Y-Y	
	En travée	En appui	En travée	En appui
M_u (KN.m)	204.57	136.38	161.31	136.38
μ	0.071	0.047	0.056	0.047
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
α	0.092	0.060	0.065	0.060
B	0.963	0.976	0.974	0.976
σ_s	348	348	348	348
A_s (cm ² /ml)	13.57	8.92	10.58	8.92
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	5.43	5.43	5.43	5.43
Choix des barres/ml	8HA20	8HA20	8HA20	8HA20
$A_{s \text{ corres}}$ (cm ² /ml)	25.13	25.13	25.13	25.13
Espacement (cm)	14	14	14	14

Tableau. Ferrailages du radier à L'ELU.

VI.2.3.8. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

✓ **Sur appui : Sens x_x : (le plus sollicité)**

$$FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

Béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.60 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_s \leq f_e = 201.63 \text{ MPa}$ pour une fissuration préjudiciable

A titre d'exemple, on peut vérifier la section dans laquelle $M_{ax} = 177.32 \text{ KN.m}$

$$A = 16.08 \text{ cm}^2 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 45 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 25.13}{100 \times 45} = 0.558$$

$$\mu_l' = 0.1480 \quad K_l = 30.04$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu_l' \times b \times d^2} = \frac{177320}{0.1480 \times 100 \times 45^2} = 5.92 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = K_l \times \sigma_b = 30.04 \times 5.92 = 177.84 \text{ MPA} < 201.63 \text{ MPA}$$

Résultat finale :

Sens X-X		Sens-Y-Y	
Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
8HA20	8HA20	8HA20	8HA20

Tableau. Résumé de ferrillages (Radier).

VI.2.3.9. Vérification du radier :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u^- = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 39.50 \text{ cm}$

$$V_u = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = 0.22814 \times \frac{5.60}{2} = 0.639 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.639}{1 \times 0.450} = 1.42 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 1.42 \text{ MPA} \leq \tau_u^- = 2.5 \text{ MPA} \Rightarrow$ Condition vérifiée, alors on n'a pas besoin d'armatures de cisaillement.

VI.2.3.10. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrillage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m ²	qs KN/m ²
100	50	45	50	228.14	167.87

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 11,25 \text{ cm}^2$$

L'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 28.52 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	M	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{smin} (cm ²)	A _{BAEL} /2 (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	choix
28.52	0.01	0.013	0.995	1.83	5.43	6.25	25.13	8HA20

En a choisis 8HA20 pour la continuité de ferrillage

Armature de Répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{25.13}{4} = 6.28 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit A= 7.70 = 5HA14

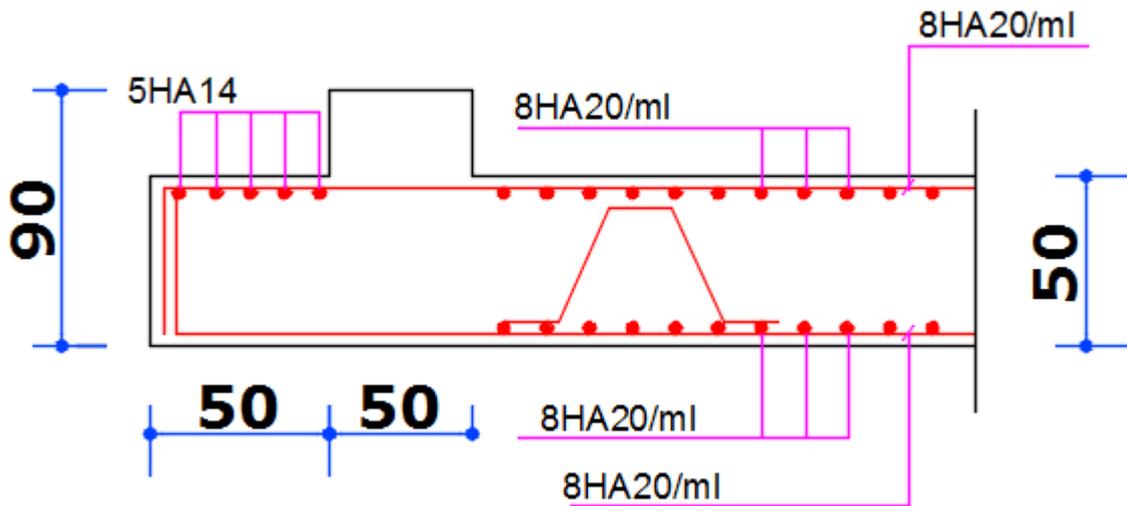


Figure. Schéma de ferrailage du radier.

VI.2.4. Etude des nervures :

Le radier est considéré travaillant comme un plancher renversé qui est sollicité par la réaction du sol, il transmet cette réaction aux nervures.

La nervure est la poutre du radier soumise à la flexion simple

La hauteur de la nervure $h = 0.90$ m

La largeur de la nervure $b = 0.50$ m

ELU :

VI.2.4.1. Les sollicitations :

Les sollicitations maximales sont déterminées par le logiciel **ROBOT 2018** pour une poutre rectangulaire ($b \times h$).

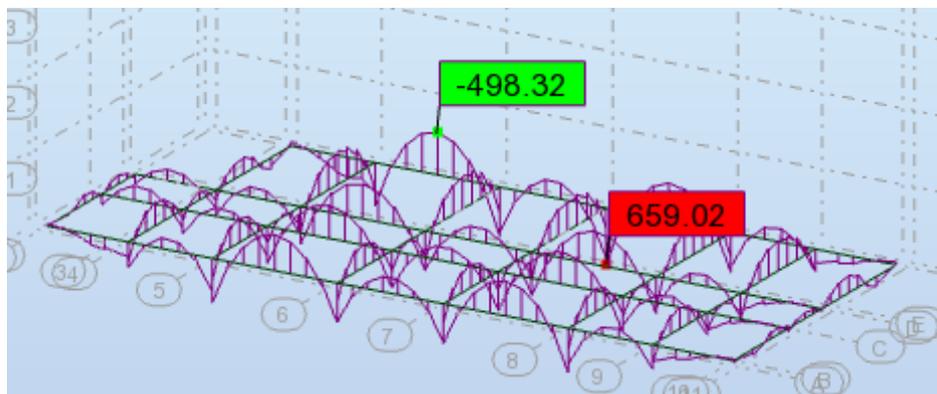


Figure .Diagrammes des moments fléchissants à L'ELU

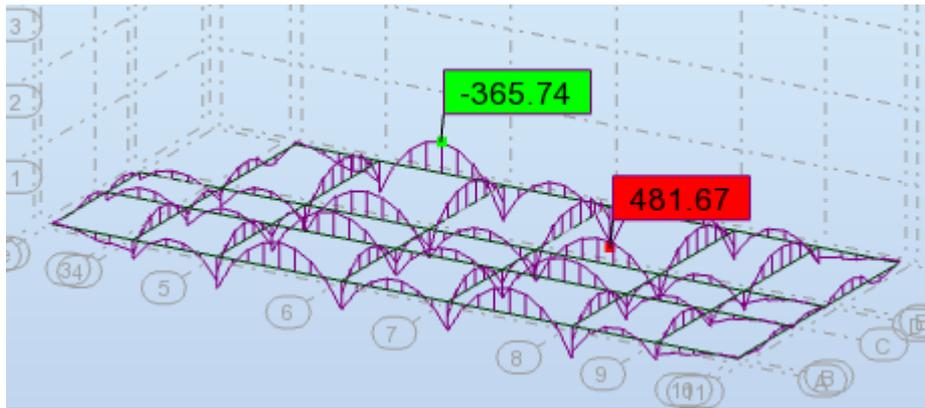


Figure .Diagrammes des moments fléchissent à L' ELS

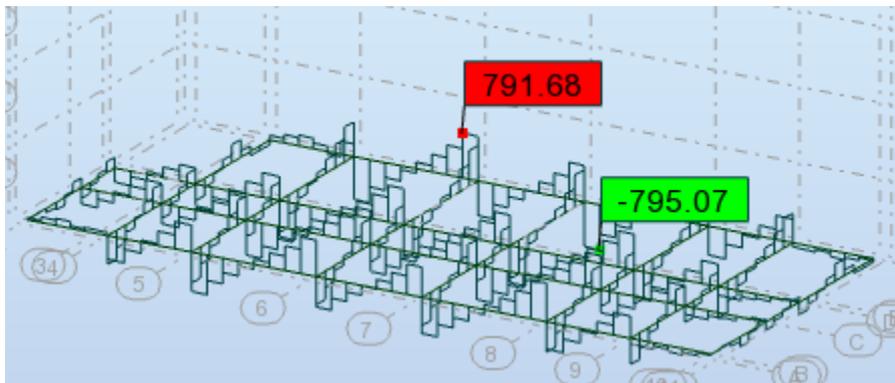


Figure. Diagrammes de L'efforts tranchants à L'ELU

Calcul à l'ELU:

$$M_{appuis}^{\max} = 659.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav}^{\max} = 498.32 \text{ KN.m}$$

$$V_{Max} = 795.07 \text{ KN}$$

VI.2.4.2.Calcul des armatures :

En travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{travée}^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{498320}{50 \times 85^2 \times 14.2} = 0.097 < 0.392$$

On a:

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Aciers comprimé non Necessaire.

Calcul de A:

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 0.128$$

$$\beta = 0.949$$

$$A = \frac{M_{travée}^{\max}}{d \times \beta \times \sigma_{st}} = \frac{498320}{85 \times 0.949 \times 348} = 17.75 \text{ cm}^2$$

En appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{appui}^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{659020}{50 \times 85^2 \times 14.2} = 0.128 < 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec: $Z = d (1 - 0.4 \alpha)$

$$\alpha = 0.172$$

$$\beta = 0.931$$

$$A = \frac{M_{appui}^{\max}}{d \times \beta \times \sigma_{st}} = \frac{659020}{85 \times 0.931 \times 348} = 23.93 \text{ cm}^2$$

➤ **Verification de la condition de non fragilité: B.A.E.L (1.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 85 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 50 \times 85 = 4.25 \text{ cm}^2$$

-A_{min} RPA art (7.5.2.1) :

$$: A^{RPA \min} = 0.5\% . b . h = 0.005 \times 50 \times 85 = 21.25 \text{ cm}^2$$

	A _{calculé}	A _{BAEL}	A _{min(BAEL)}	A _{min(RPA)}	A _{max}	A _{adoptée}	choix
Appuis	23.93	5.13	4.25	21.25	23.93	25.13	8HA20
Travée	17.75	5.13			17.75	25.13	8HA20

Tableau. Les armatures de nervures

VI.2.4.3. Les verifications:

• **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{795070}{500 \times 850} = 1.87 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$

Dispositions constructives :

St: l'espacement des cours d'armatures transversaux.

En zone nodale

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_l) = 15 \text{ cm}$$

En zone courante

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (76.5 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Condition exigée par les RPA99**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3.00 \text{ cm}^2$$

Soit un Cadre et une étrier en T10 = (4HA10) = 3.14 cm²

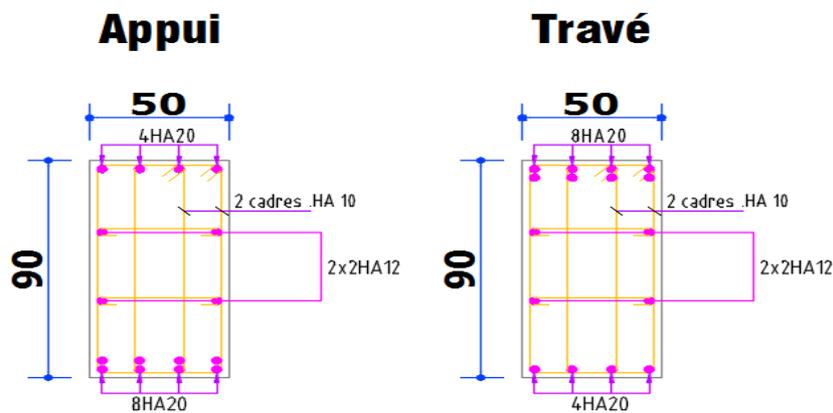


Figure. Schéma de ferrailage nervures.

VI.2.5.LONGRINE

Les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à : **RPA99 (art 10.1.1)**

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

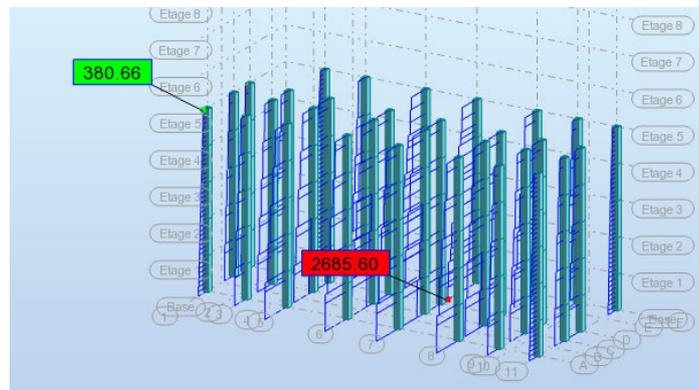
Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés. C'est-à-dire maximum des efforts N ramenés en pieds de poteaux et voiles

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

Tableau RPA 99 (révisé 2003).p 93



$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{2685.60}{15} = 179.04 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

(25 × 30) cm² : sites de catégorie S3 en adopté une section de (30x40) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm ; 15 ϕ_1).

VI.4.1. Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{min} = 0.6\% B = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A^{RPA (min)} = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Les Armatures Transversales :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\emptyset 8$ (Fissurations *est préjudiciable*)

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20\text{cm} ; 15 \emptyset_l) ; S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

On choisit un cadre en $\emptyset 8$ et étrier en $\emptyset 8$ pour $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 . > 1.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$

