République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université "Dr. Yahia FARES " de Médéa

Faculté des sciences et de la technologie

Département de la matière.

MÉMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de

Master en Génie Civil

Option : STRUCTURES

CONCEPTION ET ETUDE D'UN HOTEL (RDC+5 ÉTAGE)

Réalisé par :

- **HALLOUANE Mourad**
- **CHIKHI Lakhdar**

Encadré par :

- **M^me^ HERNOUNE Houria**

Année universitaire: 2014/2015

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué des cadres, des voiles ou des deux en même temps.

Après le séisme du 21 Mai 2003 de BOUMERDES, des études faites par des experts comme DAVIDOVICI, ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien. L'une de ces modifications était d'élargir l'utilisation des voiles pour le contreventement des bâtiments. Cette modification a crée un conflit sur les quantités, positions et type de voiles à adopter.

Dans le présent projet, on se propose de voir l'effet de la variation des dimensions, de la localisation et des conditions de rigidité des extrémités des voiles sur le coût d'une structure dont le système de contreventement est constitué de cadres et de voiles et cela sans omettre l'aspect sécurité.

L'étude sera menée sur un immeuble RDC+5 implanté en zone de forte sismicité. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

La première étape portera sur la présentation complète de hôtel, la définition des ces différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.

La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans l'immeuble et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de l'immeuble

La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, le garde-corps, l'escalier et les planchers).

La quatrième étape portera sur l'étude dynamique de l'immeuble et la détermination de l'action sismique. L'étude de l'immeuble sera faite par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP2000 V17.1.

Vont être introduit dans des programmes en ROBOT EXPER développés pour le calcul du ferraillage des éléments structuraux.

La dernière étape sera l'étude des fondations de l'immeuble avec la disposition retenue lors de l'étape précédente.

I. Généralités :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier les éléments résistants d'un bloc d'hôtel et centre commercial (RDC+5étage) en béton armé à contreventement voiles-portique, à usage d'habitation et commercial.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis SAP2000 (Version17.1) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages.

Ce logiciel nous a permit la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles de C.B.A 93

I.1. Situation:

L'ouvrage en question sera implanté à «BLIDA CENTRE», classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone III).Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé "CBA93".
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003".

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Le bloc est de forme irrégulière, dont les caractéristiques sont :

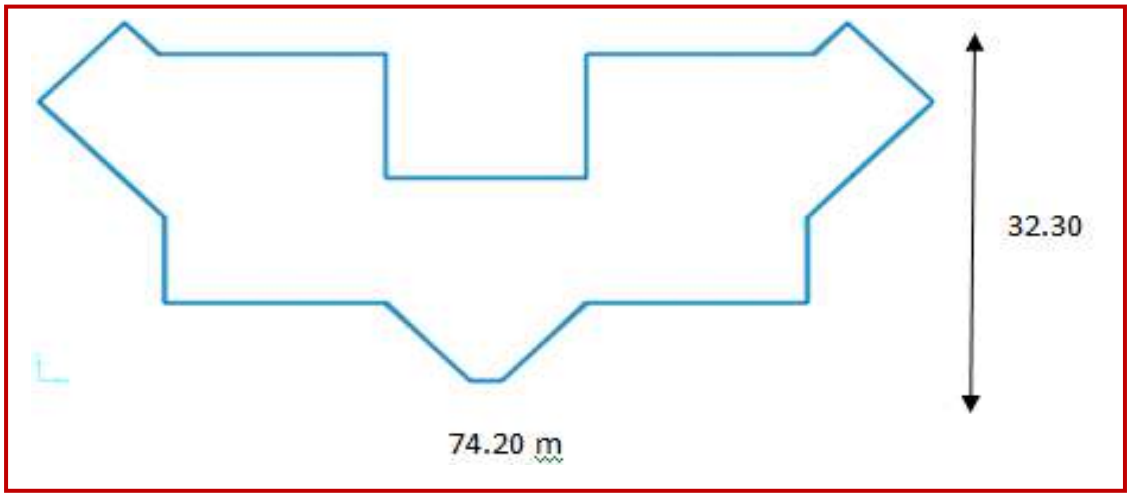


Figure I.1.Vue en plan de bloc.

I.3 Présentation de l'ouvrage étudié :

I.3. 1.Dimension :

Dimensions en plan d'hôtel:

- Longueur en plan…….74.20 m
- Largeur en plan……32.30 m

Dimensions en élévation d'hôtel :

- Hauteur du RDC……..…3.74m.
- Hauteur étage courant…….....3.74 m.
- Hauteur totale…….….22.44m.

La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière

I.3. 2.Les plans :

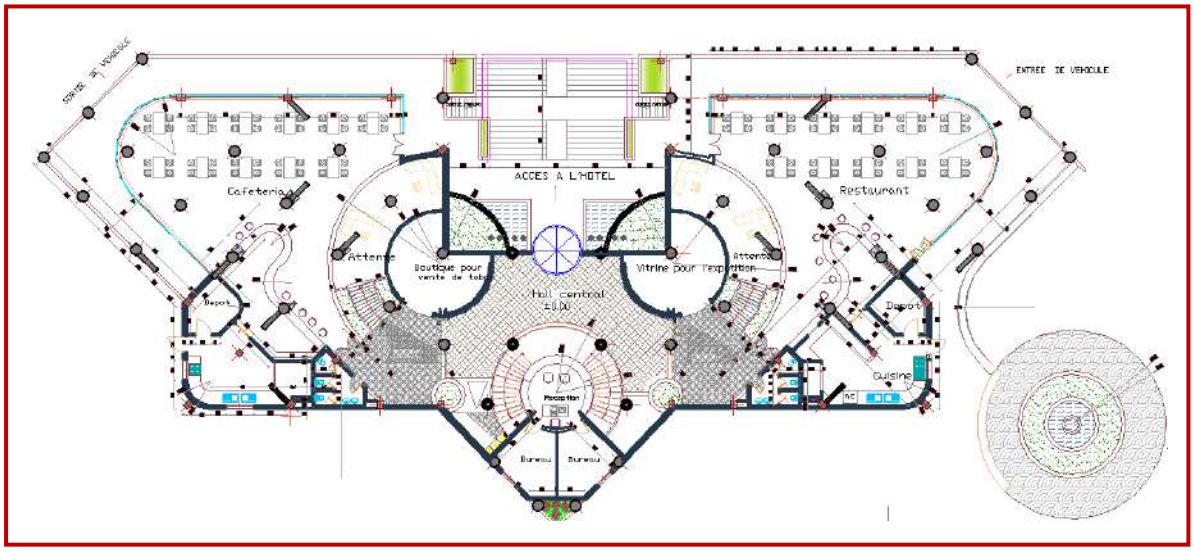


Figure I.2.plan de RDC.

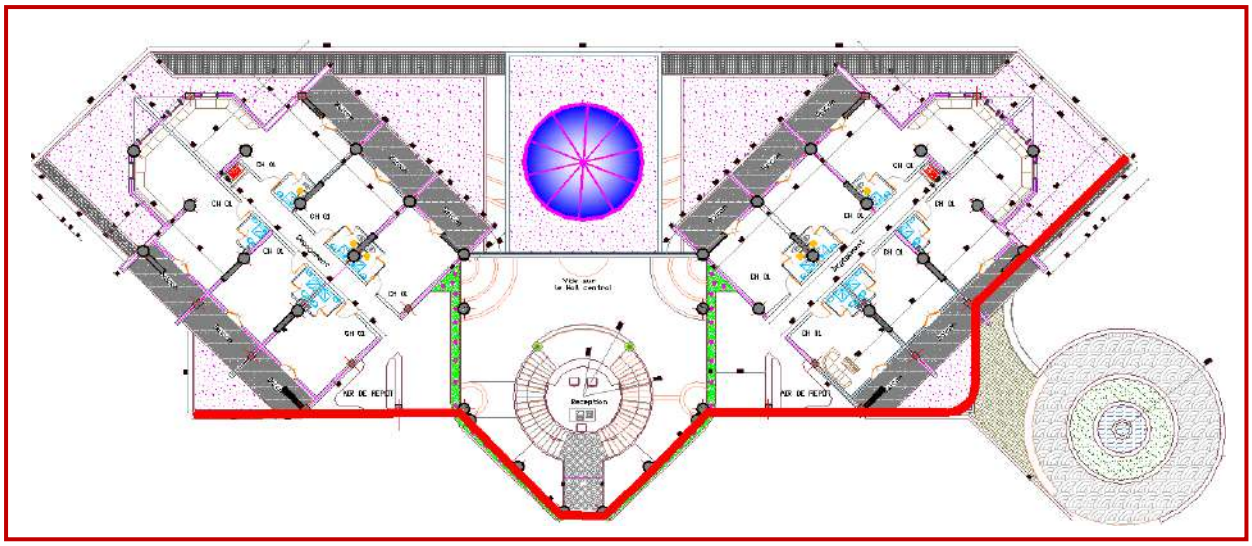


Figure I.3.plan d'étage.

I.4 Conception la structure du bâtiment :

I.4.1 Structure de contreventement :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003.

D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

I.4.2 Le Plancher :

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

I.4.3 La cage d'escalier :

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC aux cinq étages. Elle est constituée à chaque niveau d'escalier circulaire.

I.4.4 Les façades :

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

I.4.5. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs** (double cloison) : Ils sont composés de :
- Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** (simple cloison) : Constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.6. Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les bureaux; les halls et les escaliers
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.4.7. L'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire de la structure compose essentiellement enbéton arme, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.5Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont ***:***

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : f_{c28} = 25 Mpa.
- La résistance à la traction du béton : f_{t28} = 2.1 Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : E_{vj} = 10818.865 Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : E_{ij} = 32164,195Mpa.
- Limite élastique du l'acier : f_e = 400 Mpa.

I.6. Caractéristiques des matériaux :

I.6.1 Béton :

I.6.1.1 Composition du béton :

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 kg/m3 de ciment.

Sa composition courante pour 1 m3 est comme suit:

- Ciment : 350kg de CPA325.
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

I.6.2.2 Résistance du béton :

- **à la compression :**

Un béton est définit par une valeur de sa résistance à la compression ***(C.B.A 93, A2.1.1.1)*** à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en *MPa*

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \qquad \text{pour ; } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} \qquad \text{pour ; } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Pour *: j ≥ 60 jours* $f_{cj} = 1{,}1\ f_{c28}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où :

$f_{cj} = 25\ MPa$

- **à la traction :** ***(C.B.A 93, A2.1.1.2)***

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de *j* jours est conventionnellement définit par la relation :

$\boldsymbol{f_{tj} = 0.6 + 0.06\ f_{cj}}$ avec f_{cj} et f_{tj} en MPa

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj}\ MPa \leq 60$

I.6.3.Module d'élasticité:

I.6.3.1. Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{i28}=32164,195 MPa.

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{v28}= 10721,40 MPa.

I.6.3.2. Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+v)}$$

I.7. Contraintes limites :

I.7.1. Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

τ_u = min (0.1 f_{c28}, 3 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 2.5 MPa

- Fissuration peu nuisible :

τ_u = min (0.13 f_{c28}, 4 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 3.25 MPa.

I.7. 2.contrainte-déformation:

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

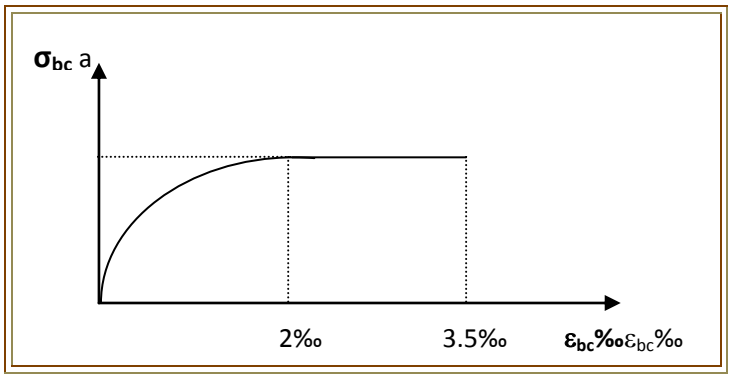


Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad \textbf{[1]}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

θ=1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

θ=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

θ=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.8.Les aciers :

I.8.1.types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométriques sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) Présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayants propre utilité.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Rond lisse	**Armatures transversales**	FeE 215	ϕ 6*et*ϕ8	215
Barre à haute adhérence	**Armatures longitudinales**	FeE 400	T ≥10	400
Treillis soudé	**Table de compression**	TLE 520	0 ≤ϕ ≤ 6	520

I.8.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :

[$E_s = 2.10^5$ MPa].

I.9.Contraintes limites :

I.9.1.Diagramme contraintes- déformations :

I.9.1.1. Etat limite ultime (ELU) :

$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$ Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

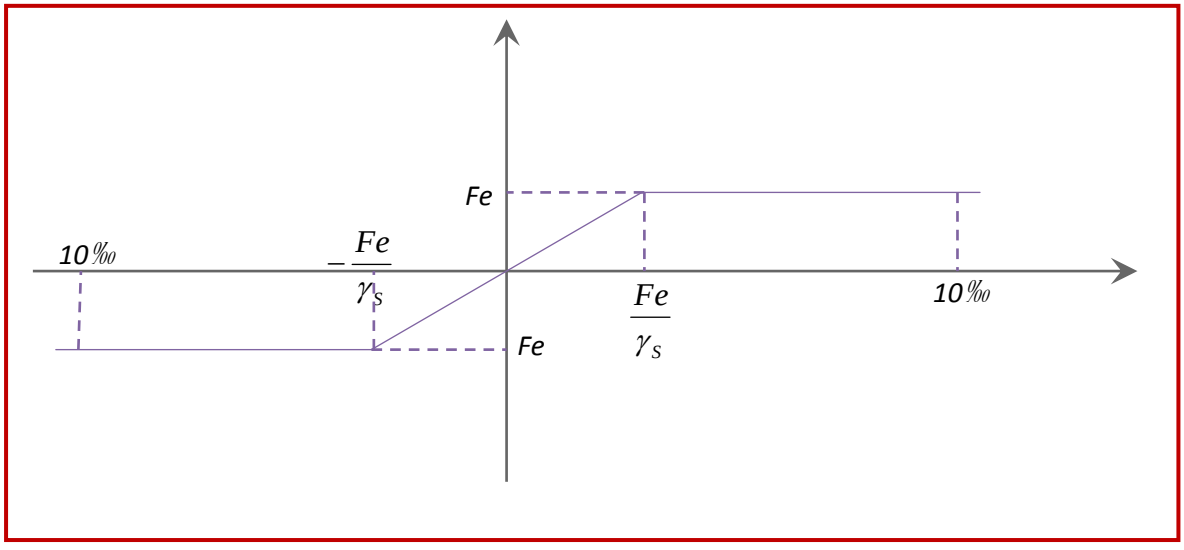


Figure I.3 : Diagramme contraintes –déformations

I.9.1.2.Etat limite de service (ELS) :

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer **[1]**
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2f_e/3;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] **[1]**
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e/2;90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] **[1]**

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

Conclusion:

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2MPa & : \text{situation durable} \\ 18.48MPa & : \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa \\ 2.5MPa \end{cases}$$ Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable

$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

$FeE400, fe = 400MPa$: Pour les armatures longitudinales

$FeE235, fe = 235MPa$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202MPa$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

II.1. Introduction :

La phase de pré-dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase d'exécution qu'a pour but de justifier la solution d'avant projet. Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- les planchers.
- les poutres.
- les poteaux.
- les voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment des études dynamiques.

II.2 .Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan. Ils ont pour fonction :

- ✓ participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- ✓ supporter les charges et les surcharges d'exploitation du bâtiment.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.
- ✓ assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Pour notre projet, deux types de planchers sont utilisés :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le pré dimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise les deux formules suivantes:

- ❖ $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]
- ❖ et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- ♦ **L:** la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nœud des appuis.

L= 5.20 m.

- 520/20≥ ht ≥ 520⁄25 ⇒26 cm ≥ ht ≥ 20.8 cm.
- et ht ≥ 520⁄22.5 ⇒ ht ≥23.11cm.

On choisit : ht = 25cm on adoptera donc un plancher a corps creux du type (16+5) elle que :

ht = d + e

d= 20cm (hauteur de corps creux).

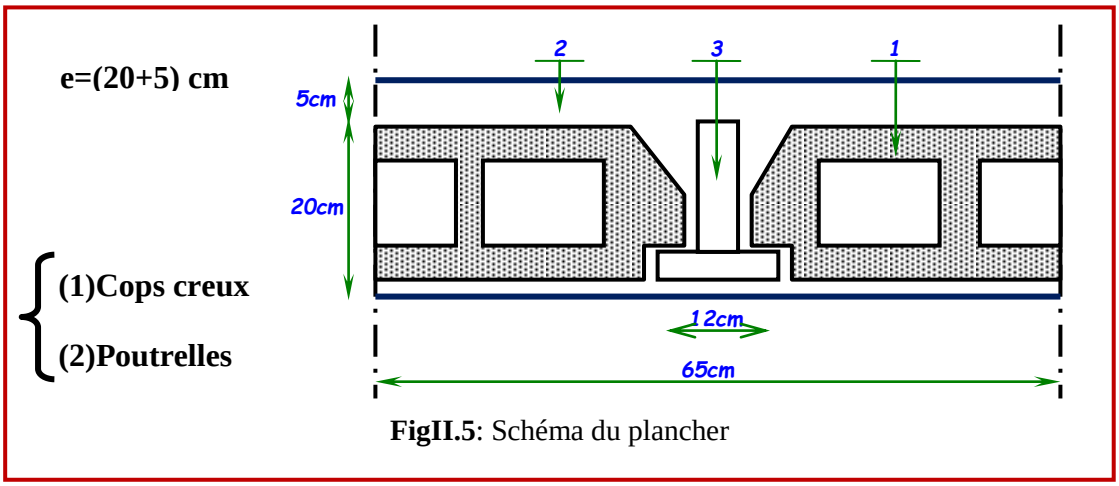
e= 5cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc ht = (20+5) cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

- ht 20 cm

D'où on a: 25 cm > 20cm (C.V).



FigII.5: Schéma du plancher

Figure II .1: dimensionnement de plancher à corps creux

II.2.2. Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance :**

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

(Lx/50) ≤ep ≤(L x /40)

- dalle reposant sur deux appuis :

(Lx / 35)≤ep ≤(Lx / 30)

Où :

♦ ep : épaisseur de la dalle.

♦ L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 4.95m (dalle reposant sur 3 appuis).

➢ Critère de résistance $4.95/50 \leq ep \leq 4.95/40 \Rightarrow 9.90 \leq ep \leq 12.37$

➢ **Sécurité contre l'incendie :**

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux.

➢ **Condition d'isolation acoustique :** ep≥ 15 cm.

♦ **Conclusion :**

Pour la dalle pleine on adoptera **: ep = 15cm.**

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Maçonnerie:

II.3.1.a. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II.1 : charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

II.3.1.b. Murs intérieurs (simple cloison):

Tableau II.2. Charge permanente des murs intérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	1,62



Figure II.3 : mur simple cloison et mur double cloison

II.3.2.Plancher en corps creux :

II.3.2. a. Plancher terrasse :

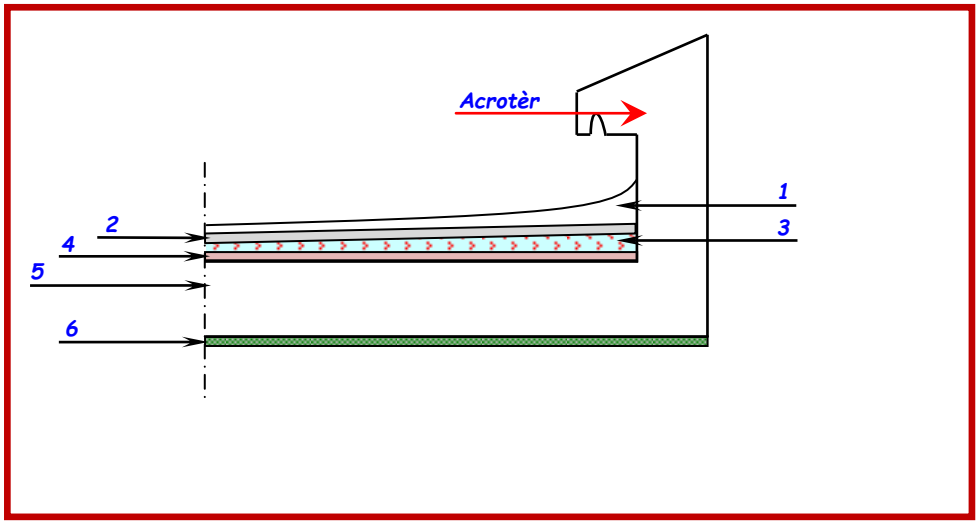


Figure II.4 : Composants d'un plancher terrasse

- **Charges permanentes :**

Tableau II .3 : Charge permanente terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film poly âne	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Planche corps creux	0.20+0.05	-	3.20
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.9**

- **Charges d'exploitations :**

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m2.

II.3.2.b. Plancher courant :

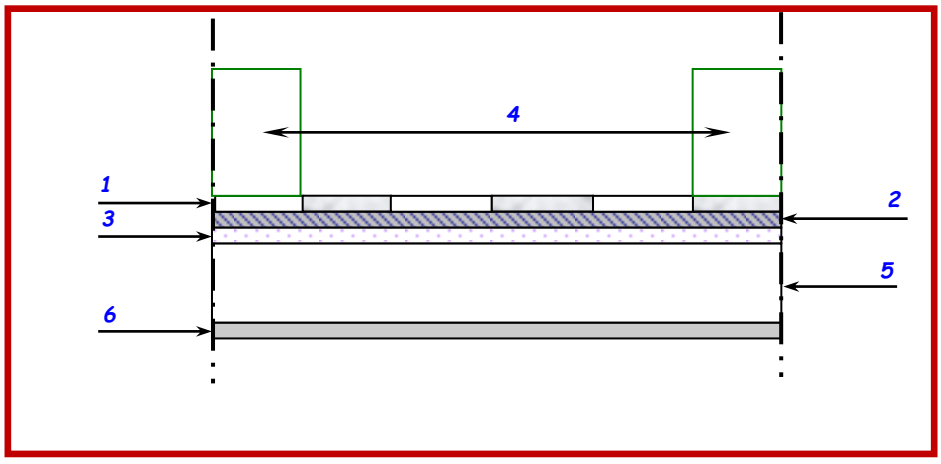


Figure II.5 : Composants d'un plancher courant.

- **Charges permanentes :**

Tableau II .4. Charge permanente Plancher courant

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche corps creux	0.20+0.05	-	3.20
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	mur simple cloison	0.14	-	1.62
TOTAL				**6.40**

- **Charges d'exploitation :**

Tableau II .5 : charges d'exploitation Plancher courant.

L'usage	Terrasse inaccessible	Restaurant	Hall de circulation	Sanitaires	Bagagerie	Hall De recep	Salles de conférence
Q (KN/m2)	**1.00**	2.50	4.00	1.50	3.50	**2.50**	4.00

II.3.4. Dalle pleine :

- **Charges permanentes :**

Tableau II .6 : Charge permanente pour la dalle de terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Gravillon roule (25/40)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.15	3.30
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.02
8	Dalle pleine	0.20	5.00
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**10.02**

II.3.5. Dalle pleine d'étage :

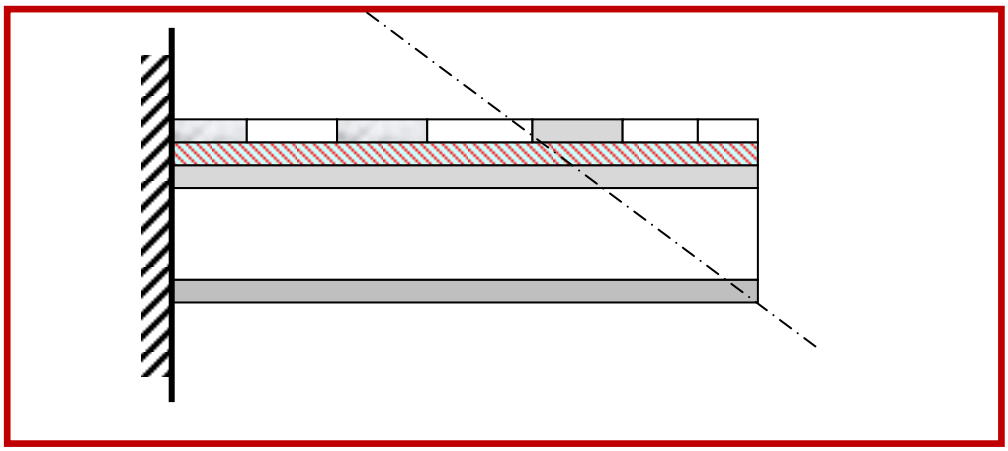


Figure II.7 : Composants de la dalle d'étage

- **Charges permanentes :**

Tableau II .7 : Charge permanente de la dalle d'étage.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Etanchéité	0.02	0.12
5	Dalle pleine	0.20	5
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**6.86**

II.4.pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs prédimensionnement s'effectue par des formules données par le règlement **CBA 93**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien **(RPA99 version 2003).**

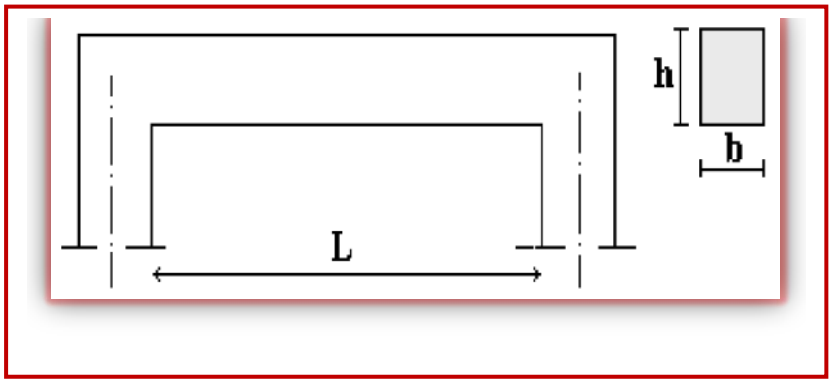


Figure II.8. Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré-dimensionnement des poutres est donne par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 [1]
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en Zone III a sont:**[1]**

- h ≥ 30cm.
- b ≥ 20 cm.
- h/b ≤ 4.
- $b_{max} \leq 1.5h+b1$.

Tableau II .8.pré-dimensionnement des poutres.

	poutres principales		**poutres secondaires**
	poutre I	**poutre II**	
Condition de Résistance	L max= 9.10m ⇒ 60.66cm ≤ h ≤91cm on adopte **h = 70cm** ⇒ 21cm ≤ b ≤49cm on adopte **b = 35cm**	L max= 5.15 m ⇒ 34.33cm ≤ h ≤51.50cm on adopte **h =45cm** ⇒13.5 cm ≤ b ≤31.5cm on adopte **b = 30cm**	L max= 5.20m ⇒ 34.66cm ≤ h ≤52cm on adopte **h = 40cm** ⇒ 12cm ≤ b ≤28cm on adopte **b = 30cm**
Vérification selon le RPA 99	h=70cm≥30cm ; b=35cm≥20cm h/b=2 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=45cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.50≤ 4 (conditions vérifies	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0769) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.082) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.076) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h =70cm ; b=35cm**	**h = 45cm ; b = 30 cm**	**h = 40 cm ; b = 30 cm**

II.5. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton arme, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré-dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul base sur la descente des charges permanentes et d'exploitation a l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

II.5.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Le pré-dimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b_1, h_1) \geq 30\ \text{cm}. \\ \text{Min}\,(b_1, h_1) \geq \dfrac{h_e}{20}. \quad \text{(Zone III)}. \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

- ✓ Détermination de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination de charge et surcharge revenant à ce poteau.
- ✓ Une majoration de 10 % de charges évaluées pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments de moins de trois travées. **[1] (Art B.8.1.1)**

- ✓ $$N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $A = \dfrac{B}{1000}$

B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique.

α : coefficient fonction de l'élément mécanique « λ » qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \textbf{[1]}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f: Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

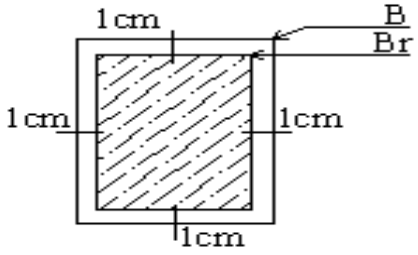


Figure II.9. : Section réduite du poteau (poteau carré).

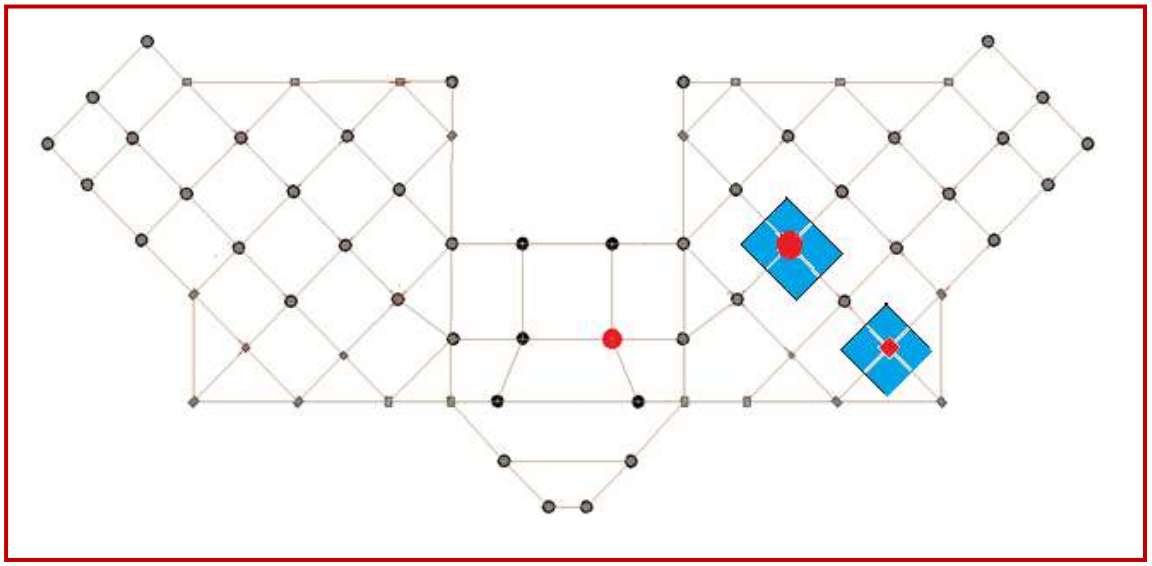
$$\begin{cases} D \geq 35cm & \text{(en zone III).} \\ D \geq \frac{h_e}{15} \end{cases}$$

- $i = 4\frac{L_f}{h}$ $L = D$ (poteau circulaire).

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicite rectangulaire est (D-13).

Le poteau le plus sollicite circulaire est (D-8).



II.5.3. Dimensions des poteaux :

Selon le Règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). ►►**Art [7.4.1]** ◄◄

- ✓ MIN (b1, h1) ≥ 30cm

Tableau II .9: pré-dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		Terrasse	**4eme**	**3eme**	**2eme**	**1er**	**RDC**
Dimension du poteau rectangulaire	**b1 (cm)**	30	35	35	40	40	45
	h1 (cm)	30	35	35	40	40	45
Poteau circulaire	**D (cm)**	40	40	45	45	50	50

II.5.4. Calcul de la longueur de flambement Lf:

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement Lf comme suit :

- ➢ 0.7×L0 : si le poteau est a ses extrémités :

• Soit encastre dans un massif de fondation.

• Soit assemble a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

- ➢ L0 : dans les autres cas.

Avec L0 = 3.74m est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation a la face supérieure du plancher.

Pour cela on va procédera la vérification suivante :

II.5.6.Poteau rectangulaire :

Tableau II .10: détermination de la longueur de flambement.

	section	Lf = (0.7L0)	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
Terrasse	0.30x0.30	2.37	0.086	27.55
le 4eme étage	0.35x0.35	2.37	0.101	23.46
le 3eme étage	0.35x0.35	2.37	0.101	23.46
le 2eme étage	0.40x0.40	2.37	0.115	20.61
le 1er étage	0.40x0.40	2.37	0.115	20.61
RDC	0.45x0.45	2.37	0.123	19.27

II.5.6.1. Calcul de l'effort $\bar{N}_U$:

Tableau II .11: calcule de $\bar{N}_U$

	dimension	Br (mm²)	α	As=$\frac{B}{1000}$ (mm²)	$\bar{N}_U$(kN)
Terrasse	30x30	78400	0.756	90	1121.26
le 4eme étage	35x35	108900	0.779	122.5	1604.18
le 3eme étage	35x35	108900	0.779	122.5	1604.18
le 2eme étage	40x40	144400	0.794	160	2167.41
le 1er étage	40x40	144400	0.794	160	2164.41
RDC	45x45	184900	0.801	202.5	2799.10

II.5.6.2. Détermination des charges et surcharges:

- **Surface totale:**

St=4.91*5.27= 25.87m^2

St= 25.87m^2

- **Surface du plancher revenant au poteau:**

S_p= (4.91-0.30) × (5.27-0.30) =22.91m².

S_p=22.91m².

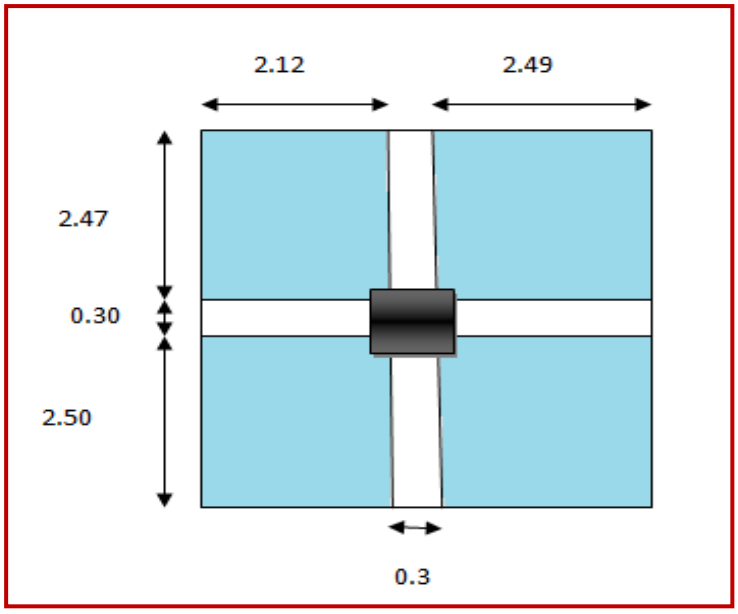


Figure II.10 : surface reprise par le poteau plus sollicité.

II.5.7.Descente des charges : [3]

II.5.7.a. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 \ldots\ldots + Q_n)$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau II.12 : Détermination des charges d'exploitations.

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (kN)
Terrasse	1	Q1	25.87	1	25.87
4eme étage	2.5	Q2	64.67	0.95	90.54
3eme étage	2.5	Q3	64.67	0.90	155.21
2eme étage	2.5	Q4	64.67	0.85	219.88
1ier étage	2.5	Q5	64.67	0.8	284.55
RDC	2.5	Q6	64.67	0.75	349.22

II.5.7.b. Charges permanentes et Nu :

Tableau II.13 : Vérifications du ($1.1N_U \leq \bar{N}_U$)

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G cum (kN)	Q cum (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\bar{N}_U$ (kN)	1.1Nu $\leq \bar{N}_U$
Terrasse	Poutre P	16.57	195.30	**195.30**	25.87	**302.46**	**332.7**	1121.26	OUI
	Poutre S	13.04							
	Poteau	7.62							
	Plancher	158.07							
4ème étage	Poutre P	16.57	186.61	**381.91**	90.54	**651.38**	**716.51**	1604.18	OUI
	Poutre S	13.04							
	Poteau	10.38							
	Plancher	146.62							
3ème étage	Poutre P	16.57	186.61	**568.52**	155.21	**1000.31**	**1100.34**	1604.18	OUI
	Poutre S	13.04							
	Poteau	10.38							
	Plancher	146.62							
2ème étage	Poutre P	16.57	189.79	**758.31**	219.88	**1353.53**	**1488.88**	2167.41	OUI
	Poutre S	13.04							
	Poteau	13.56							
	Plancher	146.62							
1ème étage	Poutre P	16.57	189.79	**948.10**	284.55	**1706.76**	**1877.43**	2167.41	OUI
	Poutre S	13.04							
	Poteau	13.56							
	Plancher	146.62							
RDC	Poutre P	16.57	193.39	**1141.49**	349.22	**2064.84**	**2271.32**	2799.10	OUI
	Poutre S	13.04							
	Poteau	17.16							
	Plancher	146.62							

II.6. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.14 : Vérifications de coffrage des poteaux.

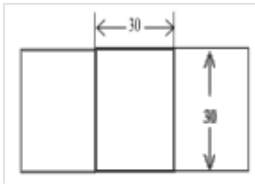
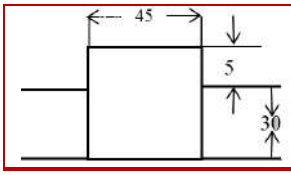
Condition a vérifié	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b_1, h_1) = 30cm ≥ 25 cm	Oui
Min (b, h) ≥ he /20	Min(b_1, h_1)=30cm≥ (he/20)=(3.74-0.45)/20=16.45cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b_1/h_1)=1 ≤ 4	Oui

II.6.1.Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II.15 : vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	**h_1 (cm)**	**b_1 (cm)**	**$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$**	**d (cm)**	**Max ($b_1/2;h_1/2$)**	**d ≤ Max ($b_1/2;h_1/2$)**
	30	30	30	Oui	0	15	Oui
	30	45	45	Oui	15	22.5	Oui

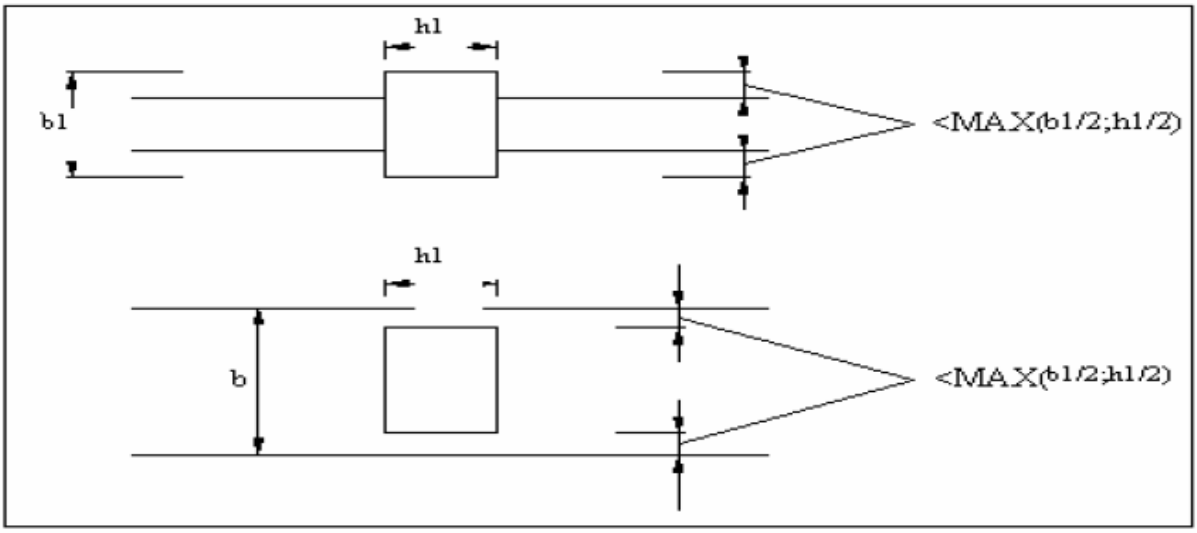


Figure.(II.11) : Dimensions à respecter pour les poutres.

II.7. Poteau circulaire :

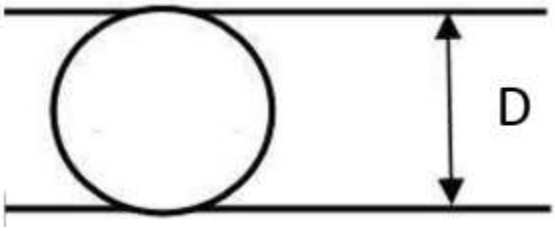


Figure II-12 : Section réduite (Br) du poteau circulaire.

Tableau 2-16 : Détermination de la longueur de flambement poteau circulaire.

	Diamètre	**Lf = (0.7L0)**	$i = \frac{D}{4}$ **(m)**	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
Terrasse	40	2.37	0.100	23.70
le 4eme étage	40	2.37	0.100	23.70
le 3eme étage	45	2.37	0.112	21.16
le 2eme étage	45	2.37	0.112	21.16
le 1er étage	50	2.37	0.125	18.96
RDC	50	2.37	0.125	18.96

II.7.1. Calcul de l'effort $\bar{N}_U$:

Tableau II .11: calcule de $\bar{N}_U$

	Diamètre (cm)	Br (mm²)	α	As=$\frac{B}{1000}$ (mm²)	$\bar{N}_U$(kN)
Terrasse	40	113354	0.659	122.5	1411.42
le 4eme étage	40	113354	0.659	122.5	1411.42
le 3eme étage	45	145146.5	0.792	160	2172.89
le 2eme étage	45	145146.5	0.792	160	2172.89
le 1er étage	50	180864	0.802	202.5	2742.65
RDC	50	180864	0.802	202.5	2742.65

II.7.2. Détermination des charges et surcharges:

❖ Surface totale:

St=5.27x5.47= 28.826 m^2

St=28.826 m^2

❖ Surface du plancher revenant au poteau:

S_p= (5.27-0.30) × (5.47-0.30) =25.69m².

S_p=25.69m².

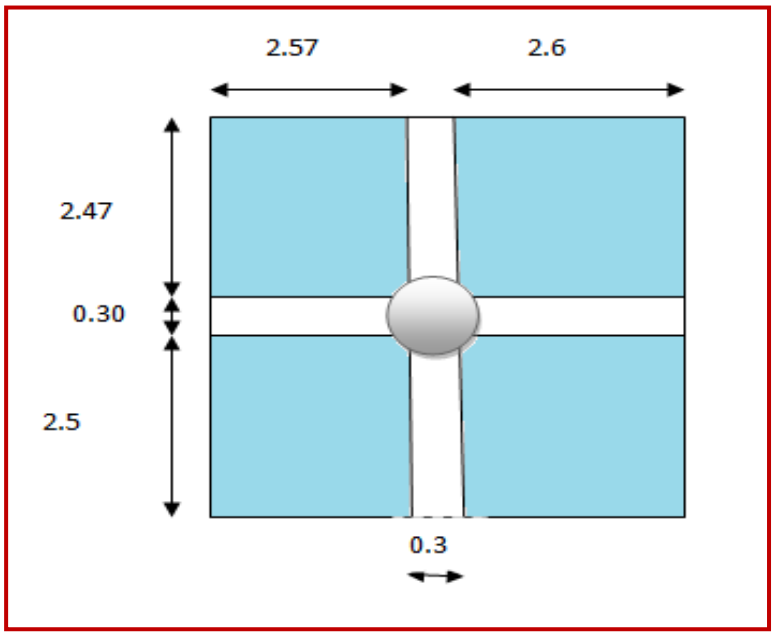


Figure II.13 : surface reprise par le plus sollicité

II.7.3.Descente des charges :

II.7.3.a. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 \ldots\ldots + Q_n)$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau II.12 : Détermination des charges d'exploitations.

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (kN)
Terrasse	1	Q1	28.83	1	28.83
4eme étage	2.5	Q2	72.06	0.95	100.89
3eme étage	2.5	Q3	72.06	0.9	172.95
2eme étage	2.5	Q4	72.06	0.85	245.01
1ier étage	2.5	Q5	72.06	0.8	317.07
RDC	2.5	Q6	72.06	0.75	389.13

II.7.3.b. Charges permanentes et Nu :

Tableau II.13 : Vérifications du ($1.1N_U \leq \bar{N}_U$).

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G cum (kN)	Q cum (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\bar{N}_U$ (kN)	1.1Nu $\leq \bar{N}_U$
Terrasse	Poutre P	17.45	215.9	215.9	28.83	**260.50**	**286.55**	1225.33	OUI
	Poutre S	13.05							
	Poteau	8.14							
	Plancher	177.26							
4ème étage	Poutre P	17.45	205.56	**421.46**	100.89	**720.30**	**792.33**	1411.42	OUI
	Poutre S	13.05							
	Poteau	10.64							
	Plancher	164.42							
3ème étage	Poutre P	17.45	205.56	**627.02**	172.95	**1105.90**	**1216.49**	1411.42	OUI
	Poutre S	13.05							
	Poteau	10.64							
	Plancher	164.42							
2ème étage	Poutre P	17.45	208.39	**835.41**	245.01	**1495.31**	**1644.85**	2172.89	OUI
	Poutre S	13.05							
	Poteau	13.47							
	Plancher	164.42							
1ème étage	Poutre P	17.46	208.39	**1043.82**	317.07	**1884.76**	**2073.23**	2172.89	OUI
	Poutre S	13.05							
	Poteau	13.47							
	Plancher	164.42							
RDC	Poutre P	17.46	211.56	**1255.38**	389.13	**2278.45**	**2506.30**	2742.65	OUI
	Poutre S	13.05							
	Poteau	16.63							
	Plancher	164.42							

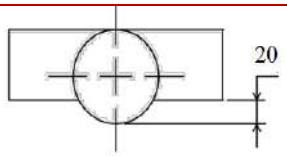
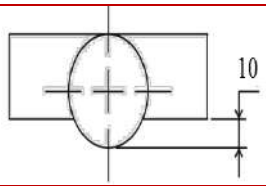
II.7.4. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.14 : Vérifications de coffrage des poteaux :

Condition a vérifié	Application de condition	Vérification
D ≥ 25 cm	D = 35cm ≥ 25 cm	Oui
D ≥ he /15	D=35cm≥ (he/15)=(3.74-0.45)/15=21.93cm	Oui

Tableau II-15 : Vérification aux zones nodales poteau circulaire.

	b_{max} (cm)	D (cm)	$b_{max} \leq$ 1.5D+D	d (cm)	D/2 (cm)	d ≤ D/2
	30	50	Oui	20	25	Oui
	30	40	Oui	10	20	Oui

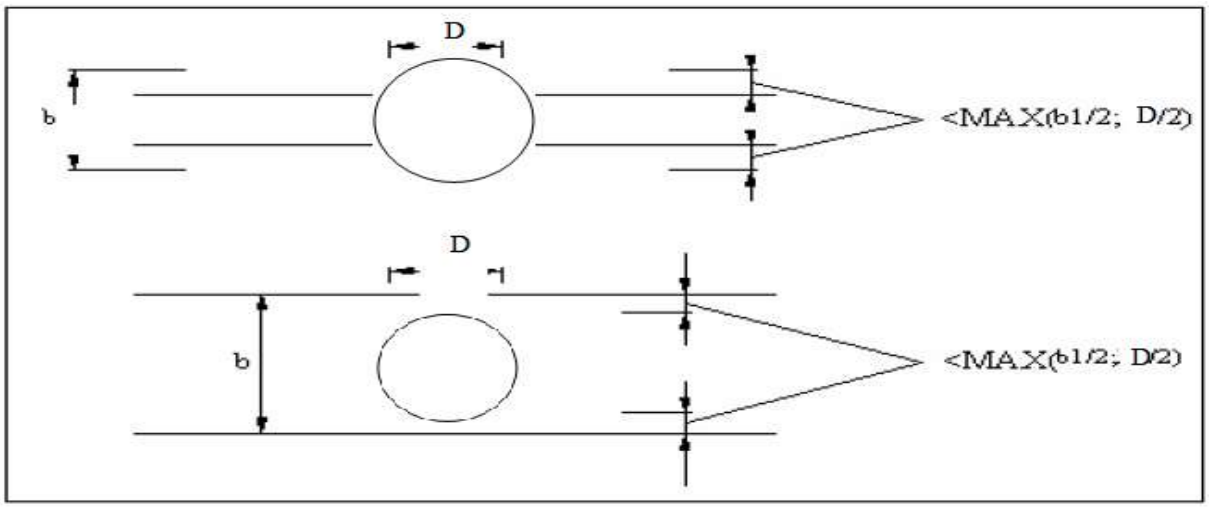


Figure.(II.14) : Dimensions à respecter pour les poutres.

II.8.Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

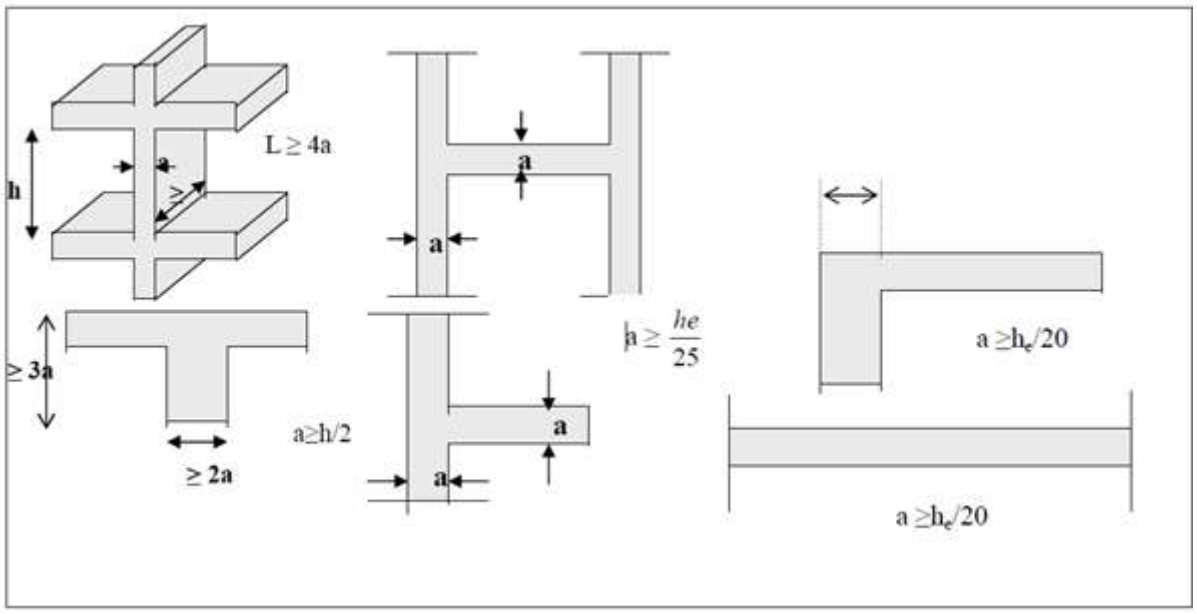


Fig.(II.15) : Coupes de voiles.

Tableau II.16 : Dimensions des voiles :

étages	he (m)	he/25 (cm)	he/22 (cm)	he/20 (cm)	e calculer(cm)	e choisie (cm)
Courant	3.39	13.56	15.40	16.95	16.95	**17**
RDC	3.39	13.56	15.40	16.95	16.95	**17**

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur.

C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à² son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

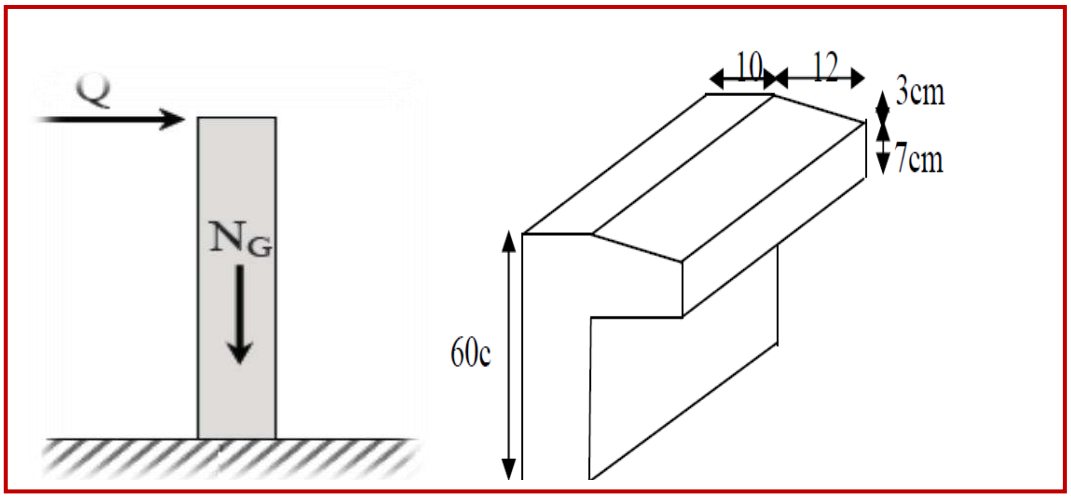


Figure III.1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III.1 : Les charges.

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = **1.775**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

Tableau III.2 : Les efforts.

	E.L.U	**E.L.S**
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.369	G = 1.755
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : M u(kN.m)	1,5 * Q * h ==0.9	Q * h = 0.6

III.1.2. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau III .3 : Les données.

Données			
f_{c28}	25 MPa	**h**	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	**d**	7.5 cm
f_e	400 MPa	**c**	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	**c'**	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	**b**	100 cm

III.1.2.a. À E L U :

❖ Calcul de l'excentricité:

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e_0 = 38$ cm

On a : $e_0 = 38\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

❖ Calcul du moment de flexion :

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

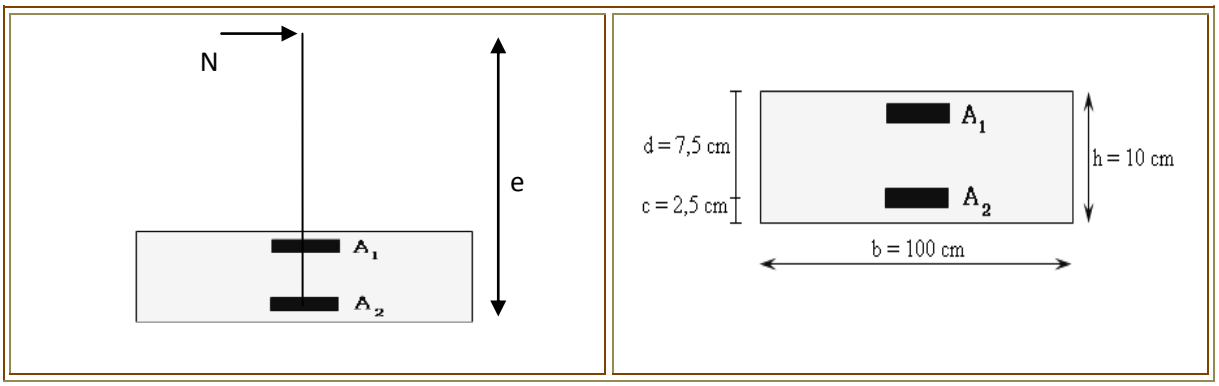


Figure III .2 : Section de B.A à l'ELU.

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.405\ m$

$M1 = N * e \quad \Rightarrow M1 = 0.96\ kN.m$

❖ Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ $A'_1 = 0$ (section sans armatures comprimés).

ß = 0.994

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370\ cm^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302\ cm^2$

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0\ cm^2$

Donc: $A = 0.302\ cm^2$, $A' = 0\ cm^2$

❖ Condition de non fragilité : [1]

$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2$

$Amin = 1\ cm^2 > A = 0.302\ cm^2 \Rightarrow A = Amin = 1.00\ cm^2$

On adoptera : **A = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

❖ Armatures de répartition : [1]

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : **Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²**

❖ Espacement : [1]

St=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

Srép=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.2.b. Vérification à l'E.L.S :[1]

Données: $N_{ser} = 1.755$ kN

$M_{ser} = 0.6$kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,\text{cm} < e_0 = 34.19\text{cm}$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ Bo = 1030,15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\ \frac{bh^2}{2} + 15\ (A'\ c + Ad\ )\ ] \Rightarrow$ υ1 = 5,073 cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\ 2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}\ (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^{3)} + 15\ [A\ (\upsilon_2 - c\ )^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8513.68\ \text{cm}^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Donc : $e_0 = 34{,}19\text{cm} > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)\quad q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19cm < 0".

❖ Application numérique :

$$\begin{cases} p = -2489.80\text{cm}^2 \\ q = +47307.84\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80\,y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 31.20\,\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -57.54\,\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 26.34\text{cm} \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 31.20\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\text{cm} \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2}b\,y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 36.48\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481\,N/mm^3$$

$$\sigma_b = K\,y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967\,MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61\,MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33\,MPa\,;110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,MPa\right] = 201.633\,MPa$$

$$\sigma_s = 39.61\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\,MPa$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.3. Vérification de l'effort tranchant : [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe 1B, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.30 ; Cp=0.30 ; Wp= 1.755 KN.

$$F_p = 4 \times 0.30 \times 0.3 \times 1.755 = 0.63\,KN$$

$F_p = 0.63\,KN < T = 1.5\,KN$ …… (Condition vérifié).

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

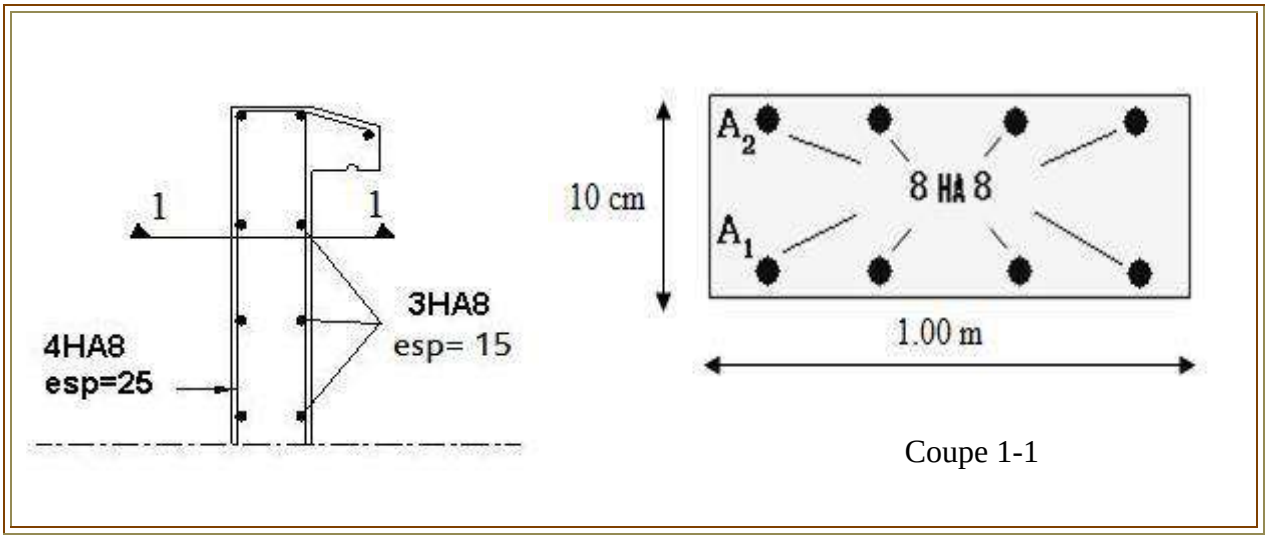


Figure III. 3 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression : [1] ►►Art [B 6.8.4.2.3.] ◄◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- ➢ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

$$St=20 \text{ cm} \quad \textbf{[1]}$$

- ➢ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

$$St=33 \text{ cm} \quad \textbf{[1]}$$

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}\textbf{[1]}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l \quad \textbf{[1]}$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

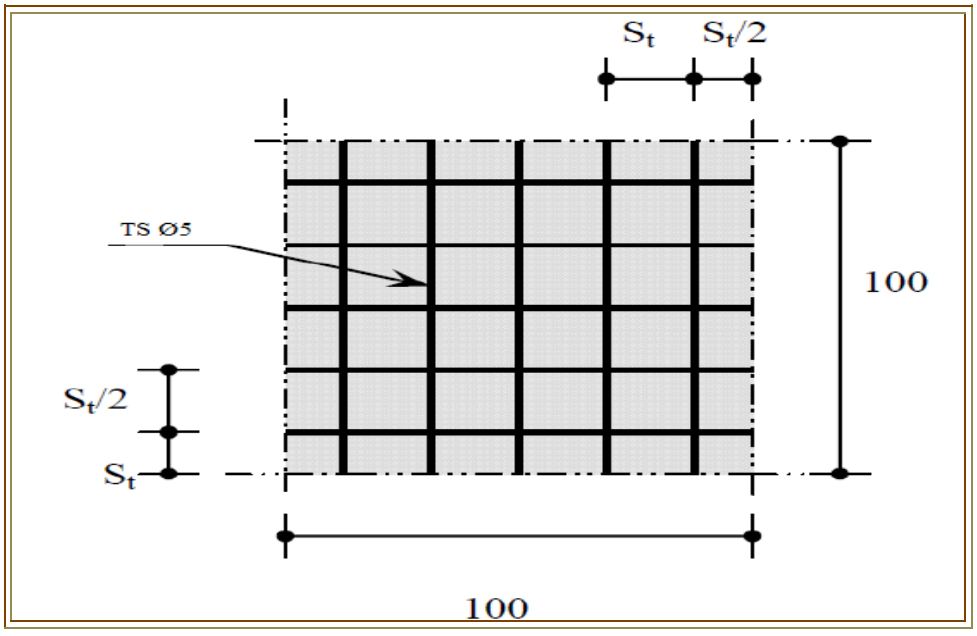


Figure III. 4. disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ♦ Avant coulage.
- ♦ Après coulage.

III.2.2.a. avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- ❖ son poids propre.
- ❖ le poids de corps creux (entrevous).
- ❖ une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

▪ Calcul des étaiements:

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65×L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ♦ Avant coulage.
- ♦ Après coulage.

***a.* Calcul avant coulage:**

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

✓ **Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation**:

Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
5.20	2.60	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12×0.04×25 =0.12	0.65×1 = 0.65
		0.77	

✓ **Calcul de Pu :**

Tableau.III.5. Moments statiques des poutrelles.

Charges
G =0,77 KN/ml
Q = 2,60 KN/ml
Pu=4,29 KN/ml

$$f = \frac{5 \times 1.35 \times G\, L^4}{384 \times EI} + \frac{1.5 \times Q\, L^3}{48 \times EI};$$

$$[f] = \frac{L}{500};$$

$$f = \frac{5 \times 1.35 \times 0.77 \times 5200^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{1.5 \times 2600 \times 5200^3}{48 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} = 85.00\ mm$$

f = 85.00 mm > [f] = 10.40 mm C.N.V

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

➢ **Calcul du nombre d´étaiement :**

C´est à partir du calcul de la flèche qu´on pourra déterminer le nombre d´étaiement c'est à dire, on suppose qu´on dispose d´un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur a la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´a avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes :

La poutrelle est soumise à :

$\Rightarrow$ G = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

Charges d'exploitation :

L'intensité du poids de l'ouvrier, le poids des matériaux et du coffrage est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1kN \\ 0.5 \times 2.60 = 1.30kN \end{cases}$$

$$\Rightarrow Q = 1.30 \text{ KN}$$

✓ **Pour un seul étai au milieu :**

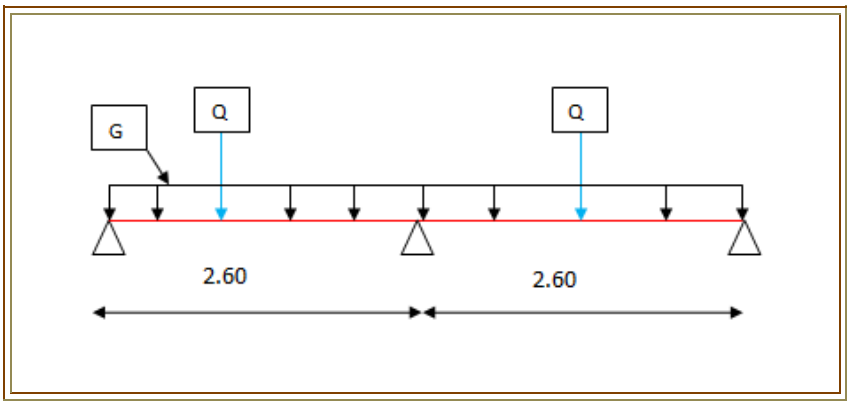


Figure III.4. Travée avec un seul étai au milieu

$$f = \frac{5 \times 1.35 \times G\, L^4}{384 \times EI} + \frac{1.5 \times Q\, L^3}{48 \times EI};$$

$$[f] = \frac{L}{500};$$

$$f = \frac{5 \times 1.35 \times 0.77 \times 2600^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{1.5 \times 1300 \times 2600^3}{48 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} = 9.91\ mm$$

f = 9.91 mm > [f] = 5.20 mm C.N.V

On ajoute un autre étaiement.

✓ **Pour deux étais:**

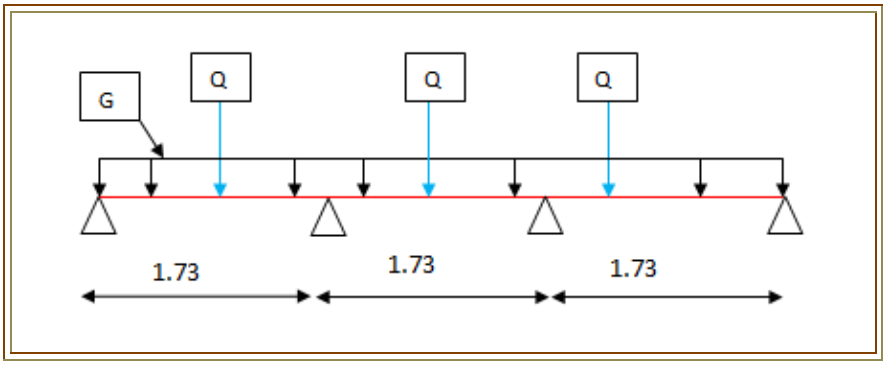


Figure III. 5 : Travée avec deux étais espacés de 1.73 m

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.865 KN] = 1 KN

$$f = \frac{5 \times 1.35 \times G\, L^4}{384 \times EI} + \frac{1.5 \times Q\, L^3}{48 \times EI};$$

$$[f] = \frac{L}{500};$$

$$f = \frac{5 \times 1.35 \times 0.77 \times 1730^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{1.5 \times 1000 \times 1730^3}{48 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} = 2.10\ mm$$

f = 2.10 mm > [f] = 3.46 mm C.V

Alors il faut prévoir deux étaiements le long de la travée espacés de 1.73 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.2.2.b. Après coulage :

- G = poids du plancher (20+5)= 3.20*0.65= 2.08 (kN/ml)
- Q =1*0.65=0.65 (kN/ml)
- 1.35G+1.5Q=3.783 (kN/ml)

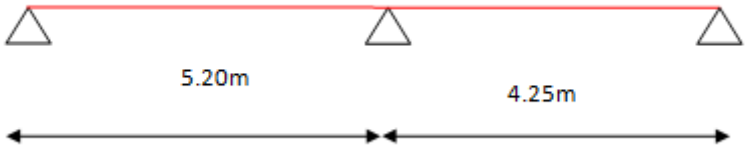
Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

2 types de poutres continues sont à envisager :

III.2.2.b.1 Méthode de calcul :

On a 5 types de poutrelles à calculer :

- **Poutrelles à deux travées :**



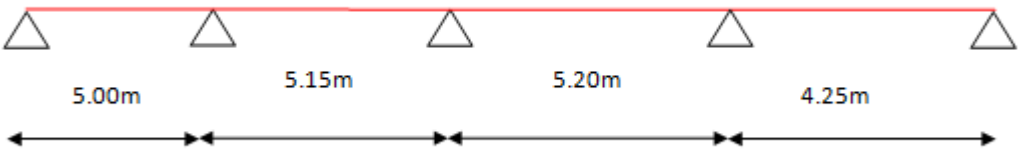
- **Poutrelles à trois travées :**



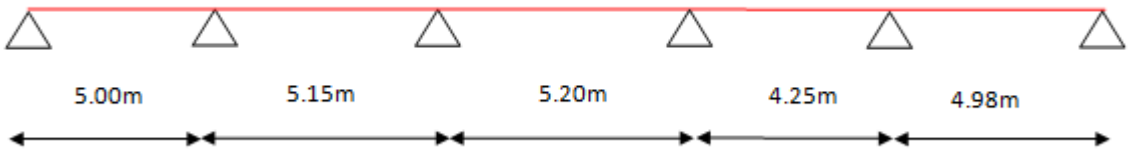
- **Poutrelles à trois travées (inclinées) :**



- **Poutrelles à quatre travées :**



- **Poutrelles à cinq travées :**



a.1. conditions d'application :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- **Conditions concernant la charge d'exploitation :**

Charges uniformément réparties :

$$Q \leq \text{Min}\ (2.G \text{ et } 5\ kN/m^2) \quad cv$$

Charges concentrées :

$$P \leq \text{Min}\ (Q/4 \text{ et } 2\ kN) \quad cv$$

P : charge permanente concentrée (en kN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en kN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- **Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

-le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

-le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$$

- **Condition concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

a. 2. Exposé de la méthode :

On appliquant méthode forfaitaire

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part.

Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

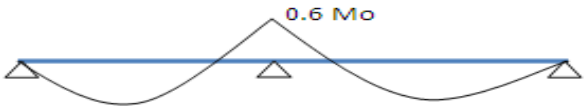
Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

$$Mt + ((Mw+Me)/2) \geq \text{Max}\ (1.05Mo \text{ et } (1+0.3\ \alpha)\ Mo)$$

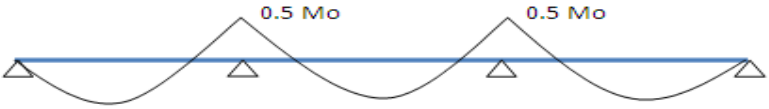
$$Mt \geq \begin{cases} ((1.2+0.3\ \alpha)/2).Mo & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0.3\ \alpha)/2).Mo & \text{pour les travées intermédiaire.} \end{cases}$$

Les moments d'encastrements des appuis :

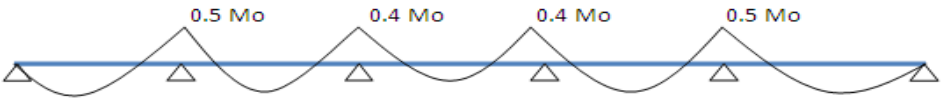
Ma ≥ 0.6 Mo cas des poutres à 2 travées.



Ma ≥ 0.5 Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.



Ma ≥ 0.4 Mo pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées.



Remarque :

1) Mo : moment isostatique ($Mo=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments àgauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment (Ma=0.2 Mo).

5) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+ ((Mw-Me)/L)

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt = 0.85 Mo

Ma = Mb = -0.5 Mo

a.3.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.8 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.9*0.65=4.485	1*0.65=0.650	7.029	5.135
Plancher courant	6,40*0,65 = 4.16	2.5*0,65=1.625	8.053	5.785
RDC	6,40*0,65 = 4.16	2.5*0,65=1.625	8.053	5.785

a.4.Sollicitations de calcul :

1er type :

- ✓ **poutrelles à deux travées :**
  - ***a.*** **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

b. **Tableau.III.9.**Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travée	*α*	M_0 *(kN.m)*	M_t *(kN.m)*	M_ω *(kN.m)*	M_e*(kN.m)*	T_ω *(kN)*	T_e *(kN)*
A-B	*0,28*	*27,22*	***18,62***	*6.00*	***16,89***	***-23,03***	*18,84*
B-C	*0,28*	*18,18*	*12,44*	*11,28*	*4,01*	*-15,4*	*18,82*

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	*α*	M_0 *(kN.m)*	M_t *(kN.m)*	M_ω *(kN.m)*	M_e*(kN.m)*	T_ω *(kN)*	T_e *(kN)*
A-B	*0.28*	*19.55*	***13.37***	*4.29*	***12.12***	*13.53*	***-16.55***
B-C	*0.28*	*13.06*	*8.5*	*8.06*	*2.83*	*13.52*	*-11.06*

2eme type :

- ✓ **Poutrelles à trois travées:**
  - ***c.*** **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Tableau.III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	*α*	M_0*(KN.m)*	M_t*(KN.m)*	M_w*(KN.m)*	M_e*(KN.m)*	T_e*(KN)*	T_w *(KN)*
A – B	*0.28*	*26.70*	***19.60***	*7.91*	***15.92***	***-22.30***	*19.18*
B – C	*0.28*	*27.22*	*13.58*	*14.18*	*14.18*	*-20.94*	*20.94*
C – D	*0.28*	*18.18*	*11.62*	*10.81*	*4.50*	*-15.63*	*18.60*

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.12. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	*α*	*M_0 (kN.m)*	*M_t (kN.m)*	*M_ω (kN.m)*	*M_e(kN.m)*	*T_ω (kN)*	*T_e (kN)*
A-B	*0.28*	*19.17*	***12.30***	*4.73*	***10.48***	*13.77*	***-14.90***
B-C	*0.28*	*19.55*	*11.46*	*10.18*	*10.18*	*15.04*	*-15.04*
C-D	*0.28*	*13.06*	*7.15*	*6.53*	*2.61*	*13.21*	*-11.37*

3eme type :

✓ **Poutrelles à trois travées inclinées :**

d. **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

.III.13. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	*α*	*M_0(KN.m)*	*M_t(KN.m)*	*M_w(KN.m)*	*M_e(KN.m)*	*T_e(KN)*	*T_w (KN)*
A – B	*0.28*	*16.51*	***12.22***	*4.13*	***8.10***	***-17.18***	*15.21*
B – C	*0.28*	*7.61*	*5.62*	*4.48*	*4.48*	*-11.00*	*11.00*
C – D	*0.28*	*10.63*	*7.92*	*6.12*	*3.02*	*-12.04*	*13.95*

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.14. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	*α*	*M_0 (kN.m)*	*M_t (kN.m)*	*M_ω (kN.m)*	*M_e(kN.m)*	*T_ω (kN)*	*T_e (kN)*
A-B	*0.28*	*11.86*	***7.71***	*2.42*	***5.97***	*10.83*	***-12.59***
B-C	*0.28*	*5.46*	*2.95*	*2.73*	*2.73*	*9.59*	*-9.59*
C-D	*0.28*	*7.63*	*4.96*	*3.84*	*1.55*	*10.10*	*-8.69*

4eme type :

✓ **poutrelles à quatre travées :**

e. **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Tableau.III.15. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	*α*	*M_0(KN.m)*	*M_t(KN.m)*	*M_w(KN.m)*	*M_e(KN.m)*	*T_e(KN)*	*T_w (KN)*
A – B	*0.28*	*25.17*	*16.03*	*6.25*	*13.79*	*-21.64*	*18.62*
B – C	*0.28*	*26.70*	*15.75*	*13.95*	*11.28*	*-20.22*	*21.26*
C – D	*0.28*	*27.22*	***16.03***	*11.50*	***14.22***	***-21.46***	*20.42*
D– E	*0.28*	*18.18*	*11.62*	*9.95*	*4.50*	*-15.83*	*18.39*

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.16. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	*α*	*M_0 (kN.m)*	*M_t (kN.m)*	*M_ω (kN.m)*	*M_e(kN.m)*	*T_ω (kN)*	*T_e (kN)*
A-B	*0.28*	*18.10*	***11.60***	*4.46*	***9.89***	*13.37*	***-15.54***
B-C	*0.28*	*19.18*	*11.30*	*10.02*	*8.10*	*15.26*	*-14.52*
C-D	*0.28*	*19.55*	*11.52*	*8.26*	*10.21*	*14.66*	*-15.42*
D-E	*0.28*	*13.06*	*8.37*	*7.14*	*3.22*	*13.21*	*-11.37*

5eme type :

- ✓ **poutrelles à cinq travées :**

f. **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Tableau.III.17. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	*α*	*M_0(KN.m)*	*M_t(KN.m)*	*M_w(KN.m)*	*M_e(KN.m)*	*T_e(KN)*	*T_w (KN)*
A – B	*0.28*	*25.17*	*16.58*	*4.49*	*14.02*	*-22.04*	*18.30*
B – C	*0.28*	*26.70*	*15.70*	*14.10*	*11.28*	*-20.19*	*21.28*
C – D	*0.28*	*27.22*	***16.72***	*11.84*	***11.84***	***-20.94***	*20.94*
D– E	*0.28*	*18.18*	*10.72*	*7.68*	*9.50*	*-17.54*	*16.68*
E– F	*0.28*	*24.96*	*16.00*	*13.68*	*6.20*	*-18.55*	*21.56*

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.18. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	*α*	*M_0 (kN.m)*	*M_t (kN.m)*	*M_ω (kN.m)*	*M_e(kN.m)*	*T_ω (kN)*	*T_e (kN)*
A-B	*0.28*	*18.07*	*11.55*	*4.66*	*9.88*	*13.41*	*-15.50*
B-C	*0.28*	*19.18*	*11.31*	*10.02*	*8.10*	*15.26*	*-14.52*
C-D	*0.28*	*19.55*	***12.01***	***8.50***	*8.50*	***15.04***	*-15.04*
D-E	*0.28*	*13.06*	*7.71*	*5.50*	*6.81*	*11.98*	*-12.60*
E-F	*0.28*	*17.93*	*11.51*	*9.78*	*4.40*	*15.48*	*-13.32*

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Tableau III.19 : méthode CAQUOT

Moment isostatique Mo	$ql^2/8$	
Moment en travée Mt	$M_0 - \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right)$	
Moment à l'appui Ma	**Appuis de rives**	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)/(8.5(l_w' + l_e'))$
longueurs fictives l'	**Travée de rive**	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(ql/2) + ((M_w - M_e)/l)$
	Te	$-\left(\frac{ql}{2}\right) + ((M_w - M_e)/l)$

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

b.1.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.20 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G (kN/m^2)	**Q (kN/m^2)**	**P_u(kN/m)**	**P_{ser} (kN/m)**
Plancher terrasse	6.9*0,65 = 4.485	1.0*0,65 = 0,650	7.029	5.135
Plancher courant	6.40*0.65=4.16	2.5*0.65=0.975	8.053	5.785
RDC	6,40*0,65 = 4.16	2.5*0,65=1.625	8.053	5.785

III.2.2.b.2. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.21 : Récapitulations des efforts internes

	E.L.U			E.L.S	
	Mau (kN.m)	**Mtu (kN.m)**	**Tu (kN)**	**Ma ser (kN.m)**	**Mt ser (kN.m)**
sollicitations	16.89	19.60	23.03	12.12	13.37

III.2.2.c. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) Acier: fe = 400,0 (MPa)

- ✓ Fissuration non préjudiciable
- ✓ Prise en compte des armatures comprimées
- ✓ Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- ✓ Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

- ✓ bf = 65 (cm)
- ✓ bw = 12 (cm)
- ✓ h = 25 (cm)
- ✓ hf = 5 (cm)
- ✓ d1 = 2 (cm)
- ✓ d2 = 2 (cm)

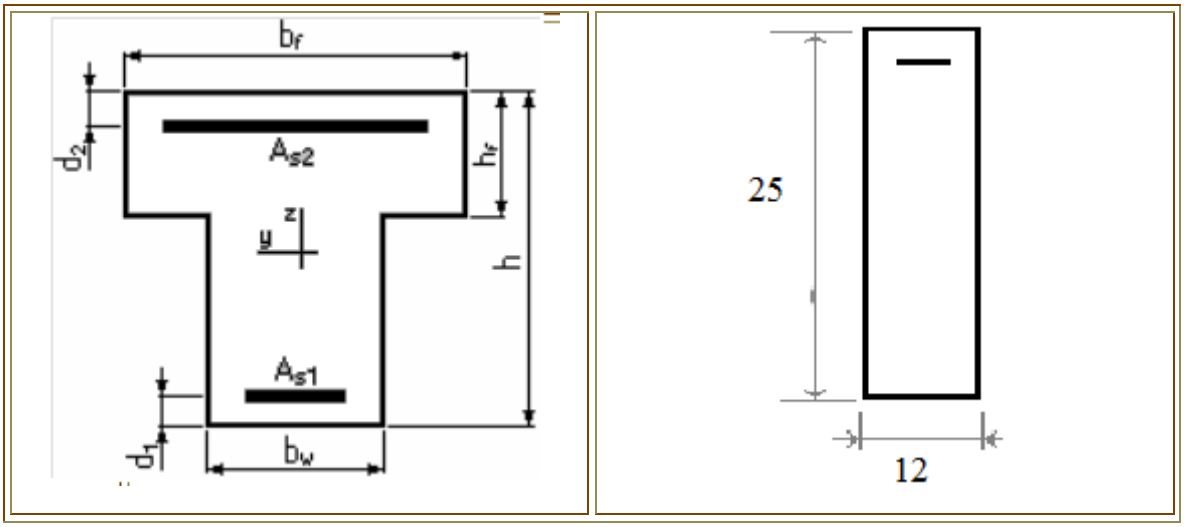


Figure III.8 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages

En travée (à gauche); En appui (à droite).

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III -22 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	19.60	12.30
	M_0 (kN.m)	Mo=b.ho.σb $_{adm}$.(d-ho/2)=650.40.14,2.(230-40/2) =77.53(kN.m)	
		$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*25) ⇒calcul en flexion simple	$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*25) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0.040	0.136
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.980	0.927
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	2.49	3.17
	Amin (cm^2)	1.30	0.240
	Le choix	**3HA12=3.39**	**1HA14+1HA16=3.55**

Vérification a ELS	M_{ser} (kN.m)	16.89	12.12
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	6.22	8.72
	I_G (cm^4)	13905.51	8090.59
	K (N/cm^3)	110.512	160.00
	σ_b (MPa)	7.55	13.025
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui	Oui

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0);\ A' = 0$$

On a: b=65 cm; b_0 =12 cm; d=23 cm; h_0=4 cm; A=2.70cm². A'=0

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4}{2} - 15 \cdot 2.7 \cdot (23 - 4) = -63.95 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante : $y_1^2 + Dy_1 - E = 0$ avec : $0 < y_1 \leq d$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65 - 12)4 + 30(3.39)}{12} \Rightarrow D = 43.80$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65 - 12)4^2 + 30 \cdot 3.39 \cdot 23}{12} \Rightarrow E = 336.25$$

$\Rightarrow y_1 = 6.66$ cm.

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3\right) + 15A(d - y_1)^2 \Rightarrow I = 19977.23 cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{16.89 \cdot 10^6 \cdot 66.6}{19977.23x10^4} \Rightarrow \sigma_b = 5.63 MPa$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$ **(C.V)**

• Armatures transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5.71;\ 12;\ 14]$

On adopt: $\phi_t = 6mm$.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0{,}28cm^2$; $n_t = 2$

$A_t = a_t.n_t = 0{,}56cm^2$

- **Espacement:**

$S_t \le min[0.9d, 40cm] = 20.7cm$

$A_{t\,min} \le 0.003 S_t.b$ **RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

$\Rightarrow S_t \ge \frac{A_t}{0.003.b} = 1.94cm$, on adopte: S_t = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

$$* \quad \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k)}{0.9. f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0.56\times10^2}{120\times150} = 0.003 \ge \frac{1.15(1.094 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0{,}0014 \quad (C.V)$$

$$A_t \ge A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.15}{400} = 0.18cm^2$$

$A_t = 0{,}56cm^2 \ge A_{tmin} = 0{,}18cm^2$ (C.V)

Tableau III.23 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur

A transversales	Espacement
1ϕ6	15cm

III.2.2.d. Vérification au cisaillement : [1]

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{T}{b0*d} = \frac{22.30*10^3}{120*230} = 0.808\ MPa \le \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33\,\text{Mpa}$$

- **Vérifications nécessaires :** **[1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 150} = 1.2 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.001 \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

III.2.2.e. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III .24 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.25 / 5.20 = 0.048 Mt/ (15 Mo)=19.60/(15*26.70)=0.048	ρ=A/(bo*d)= 3.39/(12*23)=0.012 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	**Condition non vérifiée**

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

d) calcul de la flèche:

✓ **Évaluation détaillée de la flèche :**

Mser =16.89 kN.m , $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12.23} = 0.012$

ρ = 1.2 % ⇒ β1 = 0.856 (Tableau).

$\sigma s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 253.06$ MPa

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.012} = 3.42$$

λv=2/5 λi=1.368

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0{,}012 \cdot 253.06 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.257$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 14.02 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 32720.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \Rightarrow \text{Ifi} = 19155.69 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 26629.95 \text{ cm}^4$$

Ei=$11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.195 MPa ; Ev=1/3 Ei=10721,398MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{16.89 \times 10^6 \times (5.20 \times 10^3)^2}{10.(32164.2 \times 19155.69 \times 10^4)} \Rightarrow \text{fi} = 7.41 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{16.89 \times 10^6 \times (5.20 \times 10^3)^2}{10.(10721.398 \times 26629.95 \times 10^4)} \Rightarrow \text{fv} = 15.99 \text{ mm}.$$

$\Delta ft = fv - fi \Rightarrow \Delta ft = 15.99 - 7.41 = 8.59$ mm

Il faut avoir : $\Delta ft \leq f\text{Limite} = \bar{f}$

Avec: $f\text{limite} = \frac{L}{500} = \frac{5200}{500} = 10.40$ mm.

Donc: $\Delta ft = 8.59 \text{ mm} < f\text{Limite} = 10.40 \text{ mm}$

Tableau.III.14. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
16.89	3.39	14.02	0.012	0.856	253.06	0.257	3.42	1.368
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
32720.37	19155.69	26629.95	5.2	7.41	15.99	8.59	10.40	**Oui**

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

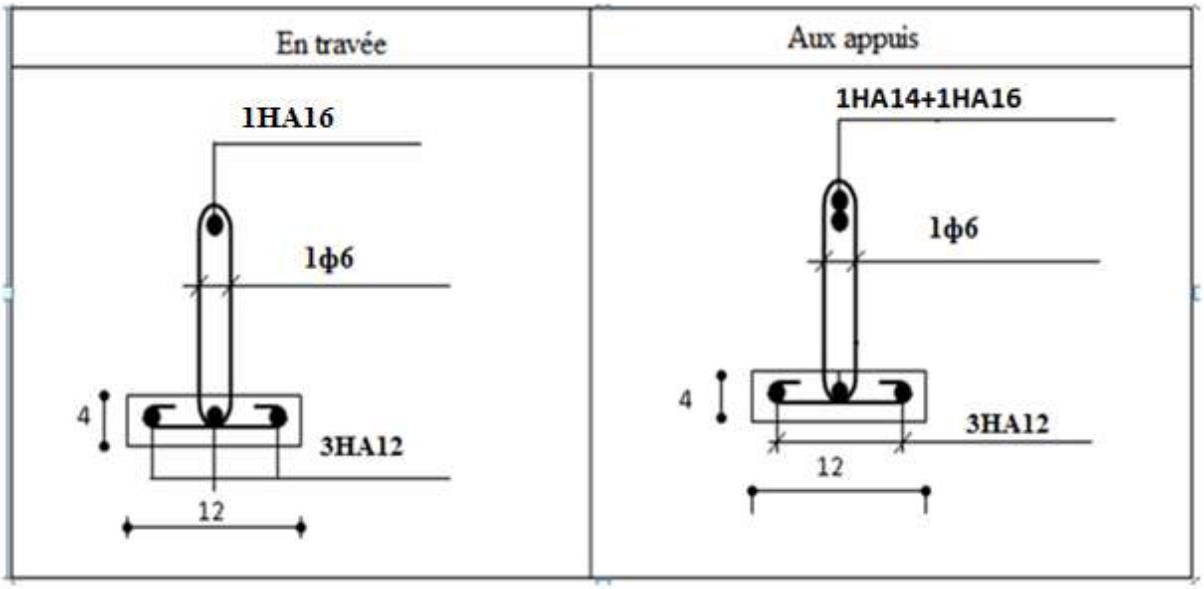


Figure III.9: Ferraillages des poutrelles.

III.3. Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue 3 types :

- Type 1 : dalle pleine triangulaire encastrée sur3 cotés de (0.5*3.71*3.71) m²
- Type2 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 3 cotes de (5.06*2.80) m2

On va étudier les trois cas par la méthode des lignes de rupture, puis on adopte les moments les plus défavorables pour ferrailler.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite, et est basée sur le mécanisme de rupture.

Cette méthode est plus exacte et plus puissante et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.

- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur les poteaux de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- l'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.1. Exposé de la méthode de ligne de rupture:

III.3.1.1.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour touts les cas de charges, touts les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (T_{ext}) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (T_{int}) qui est le produit du moment et la rotation(θ).

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, de la flèche maximale.

$T_{ext} = P \cdot f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M. L .\theta.$

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :$\sum Text = \sum Tint$

III.3.1.2.Evaluation des sollicitations :

Tableau III.25 : Evaluations des sollicitations

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	qu	qser
Terrasse	10.02	1	15.02	11.02
Etage courant	6.86	1.5	11.51	8.36
RDC	6.86	2.5	13.01	9.36

On choisi la sollicitation la plus défavorable :

P_u = 15.02

P_s = 11.02

III.3.1.2.Calcul du 1^{ier} type de rupture de la dalle (Type 1) :

Travail externe

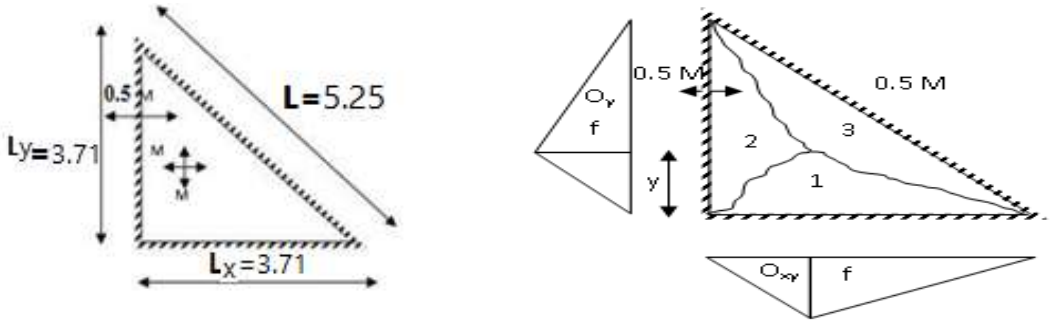


Figure III -10 : Dalle pleine triangulaire.

Travail interne:

Text (1)= Pu Ly $\frac{x}{2}\frac{f}{3}$

Text (2) = Pu Lx $\frac{y}{2}\frac{f}{3}$

Text (2) = Pu (S- Lx $\frac{y}{2}$ - Ly $\frac{x}{2}$) $\frac{f}{3}$

Donc :

Text= $\sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i)$ = Pu S $\frac{f}{3}$ = Text = Pu $\frac{L_x L_y}{2}\frac{f}{3}$

D'où Text =2.29Pu f

b. Travail interne :

Tint (1) = MLx $\frac{f}{y}$ + 0.5MLx $\frac{f}{y}$ =1.5 MLx $\frac{f}{y}$

Tint (2) = MLy $\frac{f}{x}$ + 0.5MLy $\frac{f}{x}$ =1.5 MLy $\frac{f}{x}$

Tint (3) = 1.5Mf $\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y}$)

D'où :

Tint= $\sum_{i=1}^{3} T_{int}(i)$ = 1.5Mf [$\frac{L_x}{y}+\frac{L_y}{x}+\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y}$)]

Par l'application de principe du travail virtuel : ∑Tint= ∑Text

On obtient : M= 2.29 Pu /1.5 [$\frac{L_x}{y}+\frac{L_y}{x}+\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y}$)]

Pu = 1.5 [$\frac{L_x}{y}+\frac{L_y}{x}+\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y}$)] $\times\frac{M}{2.29}$

Pu = f (x, y) dx $\begin{cases} \frac{dP}{dx}=0 \longrightarrow \frac{-3.71}{x^2}+\frac{2\times5.25}{(3.71-2x)^2} \\ \frac{dP}{dy}=0 \longrightarrow \frac{-3.71}{y^2}+\frac{2\times5.25}{(3.71-2x)^2} \end{cases}$

Après le calcul on trouve $\begin{cases} X = 1.007\ m \\ Y = 1.007\ m \end{cases}$

Donc :

Pu =15.47 Mu $\longrightarrow$ Mu = $\frac{P_u}{15.47}$

Pser =15.47Mser $\longrightarrow$ Mser = $\frac{P_{ser}}{15.47}$

Alors :

$\begin{cases} Mu= 0.97KN.m \\ Mser =0.71KN.m \end{cases}$

III.4. 3 .1Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

Mtx= Mty= 0.85Mu= 0.825 KN.m

Le moment on appuis :

Max= May = 0.5Mu = 0.485KN.m

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Tableau III.26 : les données.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc = 14.2 MPa	C = 25 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	$\overline{\sigma}$s = 348 MPa

$\mu = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$; A= $\frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$;

Condition d'espacement :

En travée : St =$\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\overline{St}$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm

En appuis : St =$\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\overline{St}$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

Tableau III.27 : Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	Amin (cm²)	Acalculée (cm²)	Aadop (cm²)	St (cm)
travée	x	0.825	0.037	0.981	1.50	1.93	**5HA10=3.93**	25
	y	0.825	0.037	0.981	1.50	1.93	**5HA10=3.93**	25
appui	x	0.485	0.022	0.989	1.50	1.13	**5HA10=3.93**	25
	y	0.485	0.022	0.989	1.50	1.13	**5HA10=3.93**	25

III.4. 3.2 Vérification à l'ELS :

Mtx= Mty= 0.85Mser =0.603 KN.m

Max= May= 0.5Mser =0.355 KN.m

$Mt + \frac{Me+Mw}{2} \geq 1.2Mx \Longrightarrow 0.603 + \frac{0.355\times2}{2} = 0.958 \geq 1.2\times0.603 = 0.723$ …..c.v

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Détermination de la valeur de(y) :

$\frac{b}{2}$ Y2+ n A's (d – c') –n As (d – y) = 0 avec n = 15

Moment d'inertie :

$$I= \frac{b\,y^3}{3} + n\,A's\,(d - c')\,2 + n\,As\,(d- y)\,2$$

Tableau III.28 : Vérification a l'ELS.

positon	Mser (KN.m)	Y (cm)	IG (cm4)	K (MPa)	σb (Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	Vérification
travée	0.603	1.013	5720.280	0.0105	0.106	15	Oui
appuis	0.355	1.013	5720.280	0.0062	0.062	15	Oui

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

Tableau III-29 : Vérification au cisaillement

	Suivant x	Suivant y
V	$Vx = \frac{p\times l_x\times l}{2l_x+l_y} = \frac{15.02\times2.625\times3.71}{2\times2.625+3.71} = 16.33$ KN	$Vy = \frac{p\times l_x\times l}{3l_y} = \frac{15.02\times2.625\times3.71}{3\times3.71}$ =13.14KN
τu	$\tau u = \frac{v_x}{bd} = \frac{16.33\times10^3}{1000\times125}$ =0.130 Mpa	$\tau u = \frac{v_y}{bd} = \frac{13.14\times10^3}{1000\times125}$ =0.105Mpa
	$\overline{\tau}$ =0.07fc28/ γb =1.17Mpa	$\overline{\tau}$ =0.07fc28/ γb =1.17Mpa
$\tau u \leq \overline{\tau}$	Oui	Oui

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

***Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III-30 : Vérification de la flèche.

1er condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.057 > 0.0031$
2eme condition	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = 0.002 < 0.005$
vérification	Oui

Type2 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 3 cotes de (5.05*1.50) m^2

On va étudier tous les cas par la méthode des lignes de rupture, puis on adopte les moments les plus défavorables pour ferrailler.

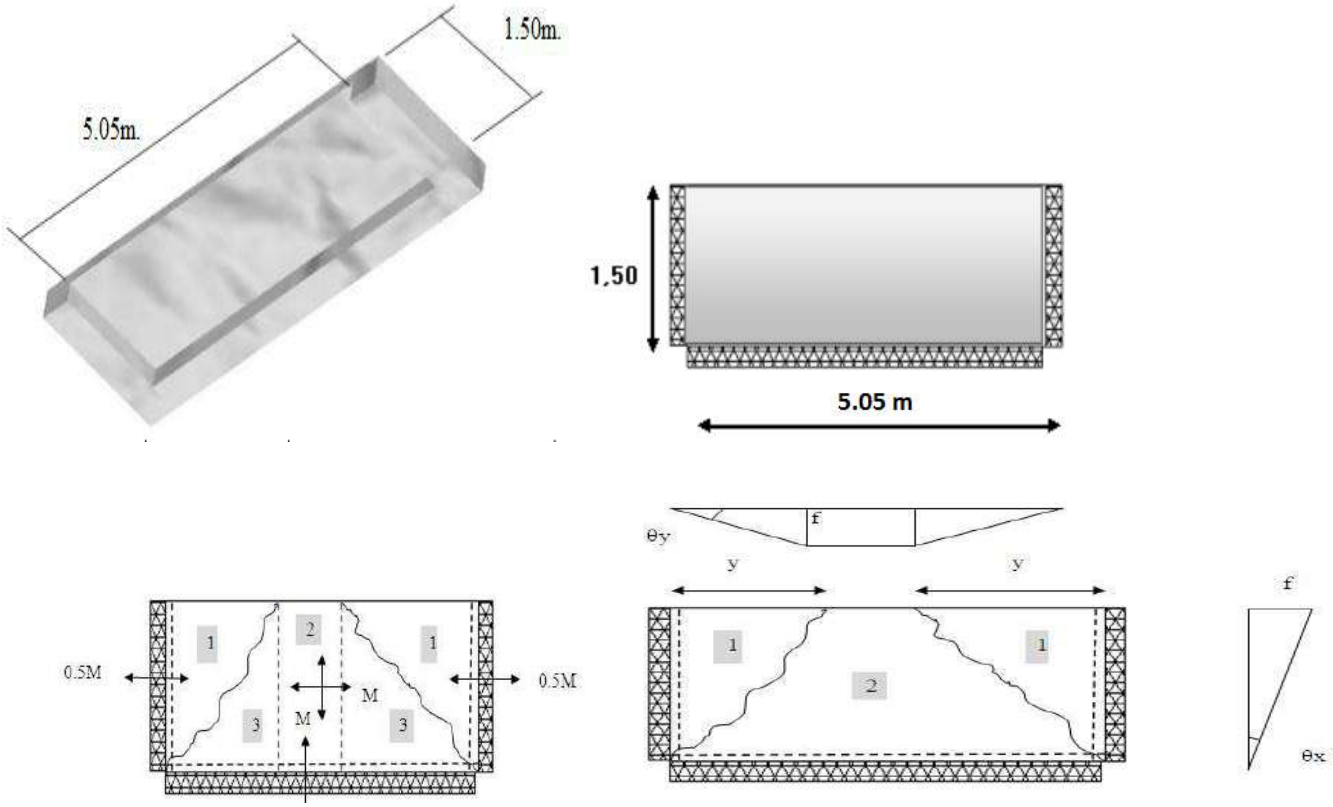


Figure III -12 : Dalle pleine rectangulaire.

Lx=1.50m.

Ly=5.05m.

Détermination de M :

Principe de travail virtuel : Tint= Text

a. travaille externe :

$T_{ext}(1)= P_u L_x \frac{y}{2}\frac{f}{3}$

$T_{ext}(2) = P_u L_x (L_y-2y)\frac{f}{2}$

Donc :

$T_{ext}= \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i)$

$= 4T_{ext}(1) + T_{ext}(2) = P_u L_x f [\frac{2\times y}{3} + \frac{(Ly-2y)}{2}]$

D'où :

$T_{ext} =P_u f [3.79-0.51y]$

b. Travail interne :

$T_{int}(1) = ML_x \frac{f}{y} + 0.5ML_x\frac{f}{y} =1.5\ ML_x \frac{f}{y}$

$T_{int}(2) =2^* My \frac{f}{L_x} + ML_y\frac{f}{L_x}$

Donc :

$T_{int}= \sum_{i=1}^{3} T_{int}(i) = Mf [1.5 \frac{L_x}{y} +\frac{2y}{L_x} +\frac{L_y}{L_x}]$

D'où :

$T_{int}= M f [\frac{2.25}{y} +1.33y+3.37]$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum T_{int}= \sum T_{ext}$

On obtient : $M= [3.79-0.51y] P_u / [\frac{2.25}{y} +1.33y+3.37]$

$P_u = M [\frac{2.25}{y} +1.33y+3.37]/[3.79-0.51y]$

$\frac{dP}{dy} =0 \longrightarrow 6.76y^2+2.29y-8.52$

Après le calcul on trouve : Y = 0.96 m

Donc :

$P_u = 2.11\ M_u \longrightarrow M_u = \frac{P_u}{2.11}$

$P_{ser} = 2.11 M_{ser} \longrightarrow M_{ser} = \frac{P_{ser}}{2.11}$

Alors :

$$\begin{cases} M_u = 7.11\ KN.m \\ M_{ser} = 5.22 KN.m \end{cases}$$

III.5. 3.b.1Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :
$M_{tx} = M_{ty} = 0.80 M_u = 5.68$ KN.m
Le moment on appuis :
$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_u = 3.55$KN.m
Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.
Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 3cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

$$\mu = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \text{ ; A} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \text{ ;}$$

Tableau III.31 : les données.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc = 14.2 MPa	C = 3 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	$\overline{\sigma}$s = 348 MPa

Condition d'espacement :

En travée : $St = \frac{100}{4} = 25cm \leq \overline{St}$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm

En appuis : $St = \frac{100}{4} = 25cm \leq \overline{St}$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

Tableau III.32 : Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	Amin (cm²)	Acalculée (cm²)	Aadop (cm²)	St (cm)
travée	x	5.68	0.027	0.986	1.50	1.41	**5HA10=3.93**	25
	y	5.68	0.027	0.986	1.50	1.41	**5HA10=3.93**	25
appui	x	3.55	0.017	0.991	1.50	0.86	**5HA10=3.93**	25
	y	3.55	0.017	0.991	1.50	0.86	**5HA10=3.93**	25

III.4. 3.2 Vérification à l'ELS :

Mtx= Mty= 0.85Mser =4.430 KN.m

Max= May= 0.5Mser =2.610 KN.m

$Mt + \frac{Me+Mw}{2} \geq 1.2Mx \Longrightarrow 4.430 + \frac{2.610\times2}{2} = 5.73 \geq 1.2\times4.430 = 5.31$ …..c.v

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Détermination de la valeur de(y) :

$\frac{b}{2}$ Y2+ n A's (d – c') –n As (d – y) = 0 avec n = 15

Moment d'inertie :

$$I= \frac{b\,y^3}{3} + n\,A's\,(d - c')\,2 + n\,As\,(d- y)\,2$$

Tableau III.33 : Vérification a l'ELS.

positon	Mser (KN.m)	Y (cm)	IG (cm4)	K (MPa)	σb (Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	Vérification
travée	4.430	1.013	5720.28	0.0774	0.784	15	Oui
appuis	2.610	1.013	5720.28	0.0456	0.462	15	Oui

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

Tableau III-34 : Vérification au cisaillement.

	Suivant x
V	$Vx = \frac{p \times l_x}{2} = \frac{15.02 \times 1.50}{2} = 11.26$ KN
τu	$\tau u = \frac{v_x}{bd} = \frac{11.26 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.09$ Mpa
	$\overline{\tau} = 0.07 fc28 / \gamma b = 1.16$Mpa
$\tau u \leq \overline{\tau}$	Oui

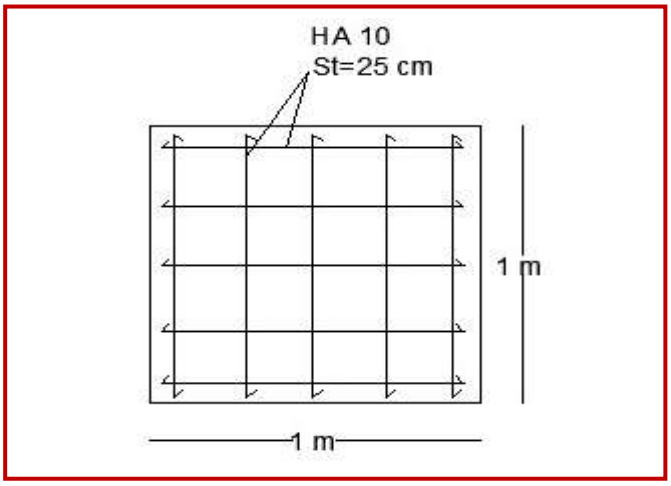
Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

***Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.35 : Vérification de la flèche.

1er condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.100 > 0.084$
2eme condition	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = 0.0026 < 0.005$
vérification	Oui



III.5.Les escaliers:

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.5.1.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

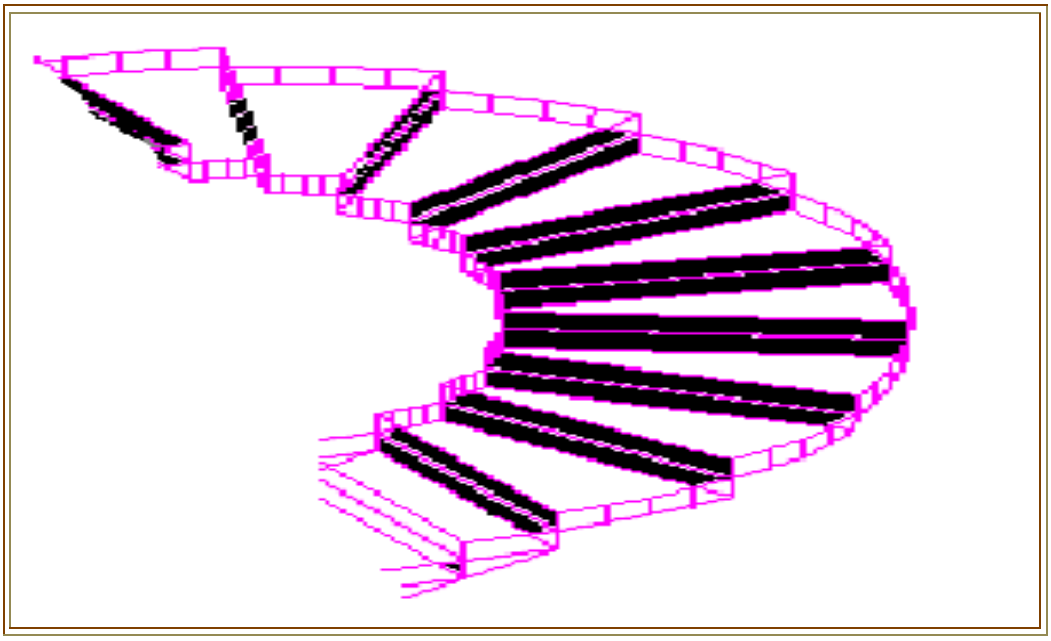


Figure III.13 : schéma escalier.

III.5.2. Escaliers circulaires :

III.5.2.1.Pré-dimensionnement :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du volée H = 3.74m
- largeur de la marche : g = 32cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

III.6.4.Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

Dans ce type d'escalier la paillasse hélicoïdale prend appui sur le contour circulaire (Maçonnerie ou poutraison).le calcul courant consiste à admettre des paillasses croisées de portées égales à L.

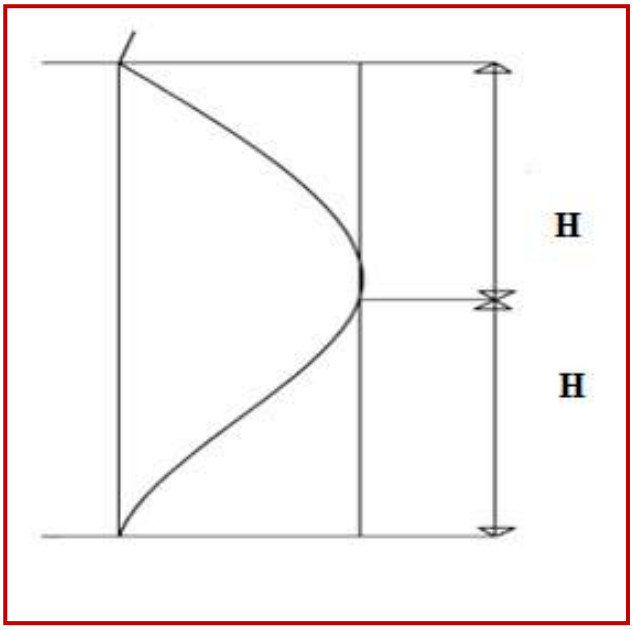


Fig .III.10.Escaliers hélicoïdal.

III.6.4.1-Dimensionnement :

❖ **Angle d'inclinaison " α ":**

tg α = H / l_1=187/320=0.58 α=30.30

❖ **Longueur de la paillasse "L":**

- Ligne de foulée :

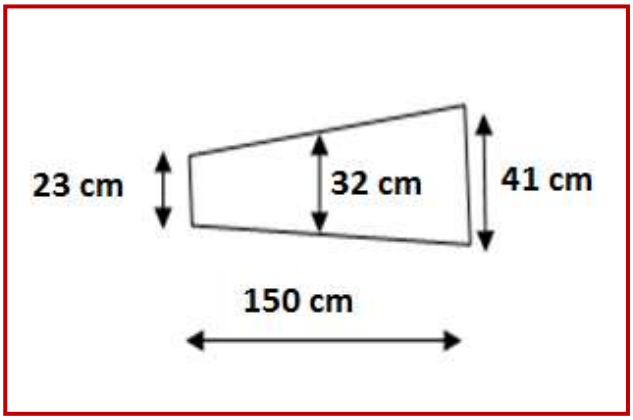
0.32*21=6.72 m

❖ **Épaisseur de la paillasse " e ":**

(L_{tot} /35) ≤ep ≤(L_{tot} /30)

Avec : L_{tot} =3.36m. 9.60cm ≤ep ≤11.20 cm

e =15 cm.



Dimensions d'une marche.

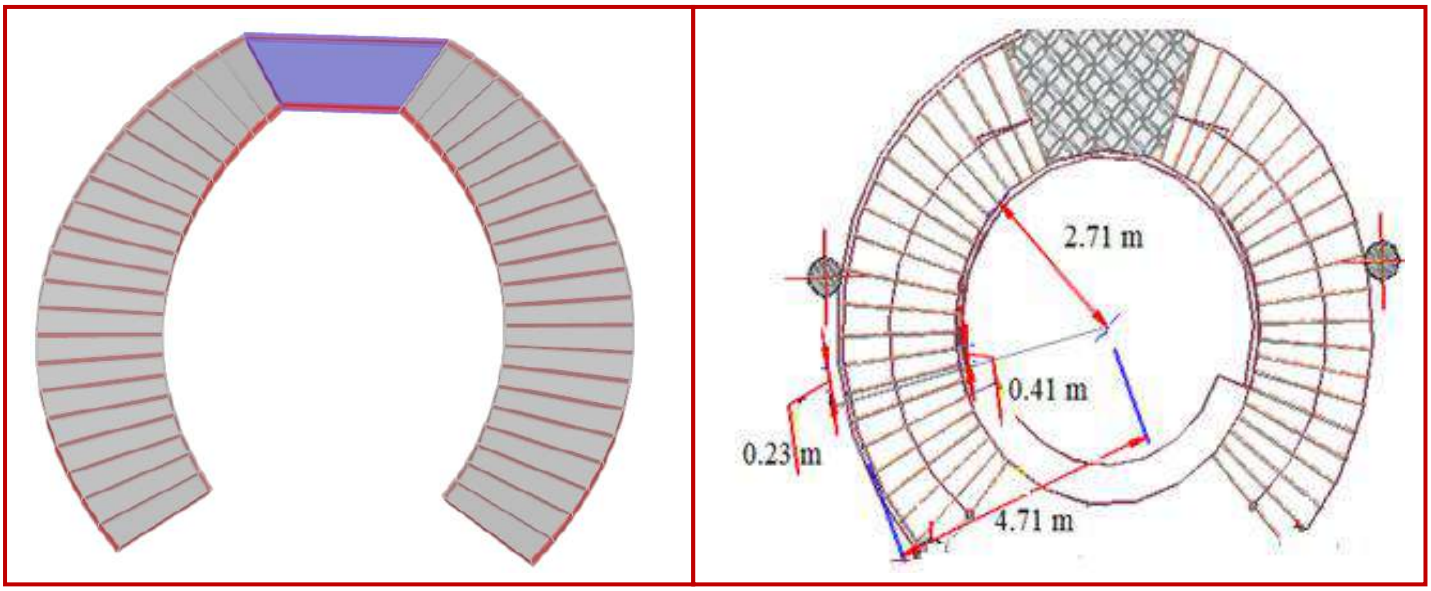


Figure III.14: Dessin en plan de l'escalier

III.5.2.1.B.Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes :

Tableau III.36: Poids propre du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.49**

Tableau III.37: Poids propre de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	e/ cos α	25	4.50
5	Poids des marches	0.17/ 2	25	2.12
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.36**

Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.5.2.1.C. Détermination des efforts :

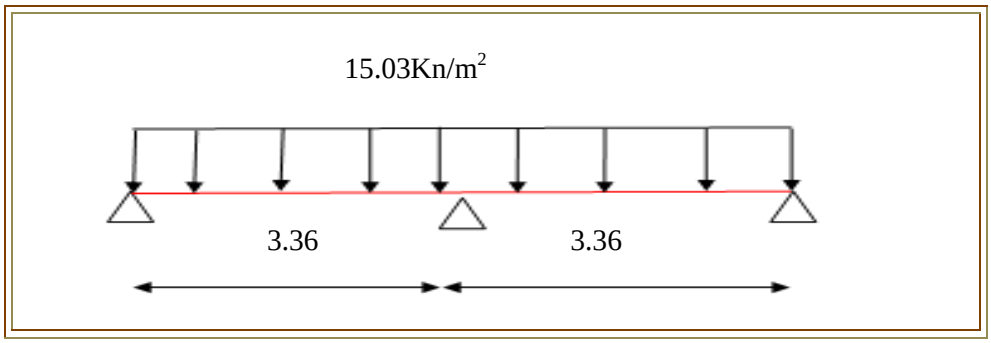
A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: Pser = G + Q

Tableau III.38: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	**5.49**	2.5	11.16	7.99
Paillasse	**8.36**	2.5	15.03	10.86

a. l'E.L.U :



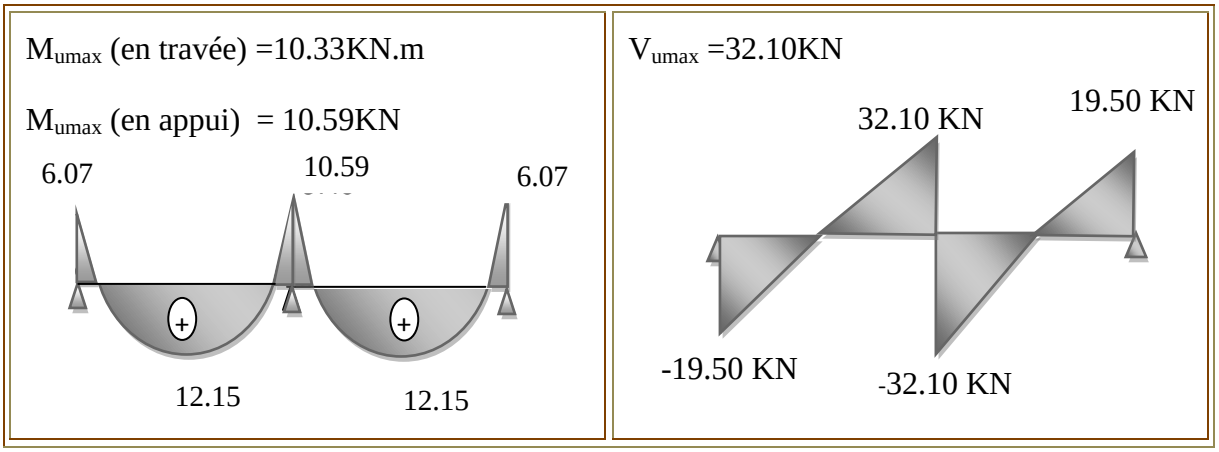
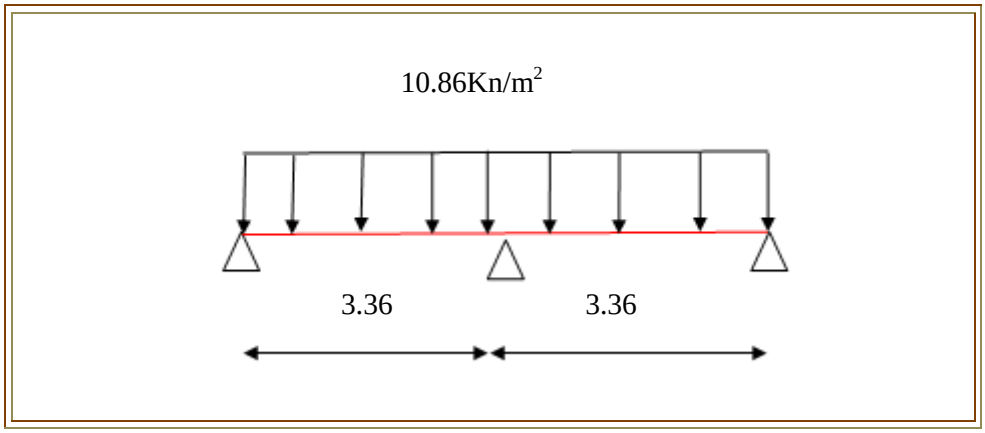


Figure III.14: Schéma statique à l'E.L.U.

b. l'E.L.S :



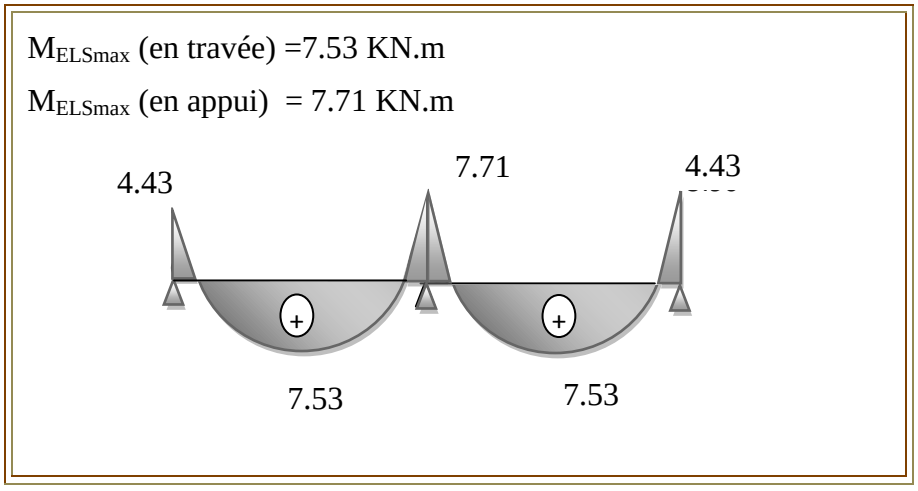


Figure III.15: Schéma statique à l'E.L.S.

III.5.2.4.Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.39: Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	**Mtu (kN.m)**	**Tu (kN)**	**Maser (kN.m)**	**Mtser (kN.m)**
sollicitations	10.59	10.33	32.10	7.71	7.53

II.5.2.5.Ferraillage des escaliers :

Tableau III.40: les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

- **Armatures principales :**

En travée :

$M_t = 10.59KN.m$

h = 15cm d = 12.5 cm

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{10.59 * 10^5}{100 * 12.5^2 * 14.2 * 10^2} = 0.047 < \mu l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0.975$

$$At = \frac{M_{tu}}{\beta d\sigma_s} = \frac{10.59 * 10^5}{348 * 10^2 * 12.5 * 0.975} = 2.49\ cm^2$$

On adopte : **3HA12**=3.39cm²

En appui :

$M_a = 10.33KN.m$

h = 15 cm d = 12.5 cm

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2\sigma_b} = \frac{10.33 * 10^5}{100 * 12.5^2 * 14.2 * 10^2} = 0.046 < \mu l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0.976$

$$Aa = \frac{M_{au}}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.33 * 10^5}{348 * 10^2 * 12.5 * 0.976} = 2.43\ cm^2$$

On adopte : **3HA12**=3.39cm²

Tableau III.41: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)/ml
En travée	*10.59*	0.047	0.975	2.43	*0.00*	***5HA12=5.65***
Aux appuis	*10.33*	0.046	0.976	2.43	*0.00*	***5HA12=5.65***

III.5.2.5.a. Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 5.65\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (condition vérifier)

En appuis : $A = 5.65cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (condition vérifier)

III.5.2.5.b. Les armatures de répartition : [1]

Tableau III.42: Les armatures de répartition.

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$	2HA 10= 1.57cm²
Aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$	2HA 10 = 1.57 cm²

III.5.2.5.c. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau III.43: Vérification de l'espacement.

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=25cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=15cm;33cm]=33cm
Aux appuis	St=25cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=33.33cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm

L'espacement n'est pas vérifier donc :

- Pour les armatures longitudinales on adopte : A=5HA12=5.62 cm².
- Pour les armatures de répartitions on adopte : A=5HA12=5.62 cm².

III.5.2.5.d. Vérification de l'effort tranchant :[1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{32.10\times10^3}{1000\times125} = 0.256\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\,;5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$\tau_u = 0.256\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ (Condition vérifié)

III.3.4.5.e. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\,f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa$$

Tableau III.44: Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	5.62	5.62
M_{ser} (kN.m)	7.53	7.71
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3.74$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=2.96$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=8212.76$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=5151.12$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=3.942$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=4.430$
$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.5.2.5.f. Vérification de la flèche : [1]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{315} = 0.047 \geq \frac{10.59}{20 \times 13.17} = 0.042$$ ……(Condition vérifié)

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12.5} = 0.0042 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$ …….. (Condition vérifié)

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

III.6-calcul des consoles :

III.6.1.Console, sur laquelle repose l'escalier :

- R_u=32.10 kN
- Poids propre de la poutre console : 0.3x0.3x25 **=2.25kN/m**
- R_{ser}=23.39kN

III.6.1.1.Calcul des efforts :

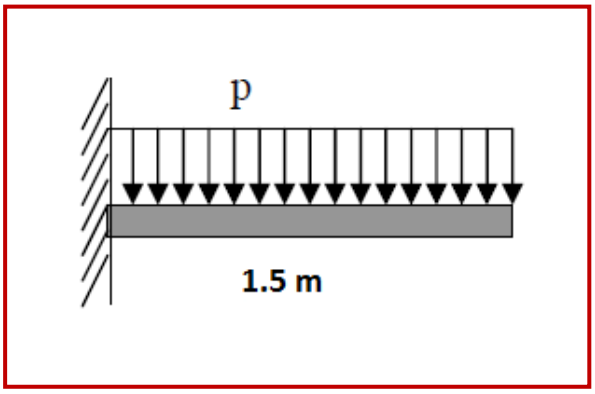


Figure III.14:. Schéma statique de la console.

❖ **l'E.L.U :**

P_u=1.35(3.375) + 50.50 $\Rightarrow$ **P_u=55.06kN/ml**

$$M_u = \frac{P_u \cdot L^2}{2} = \mathbf{61.94\ KN.m}$$

❖ **l'E.L.S :**

P_{ser}= 3.375 + **36.48** $\Rightarrow$ **P_{ser} = 39.85 kN/ml**

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{2} = \mathbf{44.83\ KN.m}$$

III.6.1.2.Ferraillage :

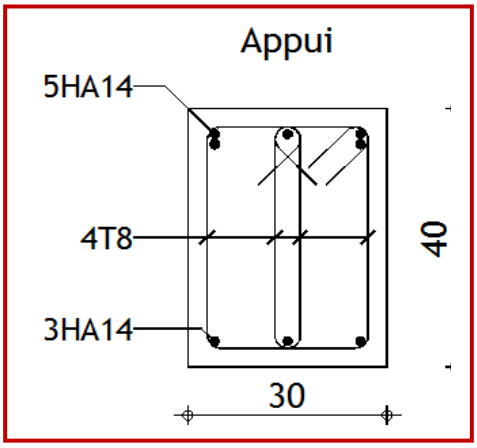
Béton: $f_{c\,28}$ = 25 MPa; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; $f_{t\,28}$ = 2.1 MPa

h = 40 cm; b = 30 cm; d = 37.5 cm.

Acier: FeE400 . Fe = 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III.46: Calcul des sections d'acier de la console.

	M_u kN.m	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	A_{adopt} cm²
A l'appui	**55.06**	4.44	0	6.75	5HA14 7.70



III.6.1.3.Vérification de l'effort tranchant :

T_u = 110.12 **kN** ,

$$\tau_u = Tu / b_0 \cdot d = 0.863MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0.20 f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa\right] = 3.33MPa \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

III.6.1.4.Armatures transversales :

$S\tau \le Min[0.9d;40cm] = 38.25cm.$ Soit : $S\tau = 15$ cm.

$\Phi\tau \le Min[h/35, \Phi_l; b/10] = Min[12.85mm;14mm;30mm] = 12.85mm.$ Soit : $\Phi\tau$ =**8mm**

$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 12.85\,\text{cm}$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,\text{cm}^2$$

Donc on adoptera**:** $\mathbf{A_t = 2\ Ø\ 8 = 1\ cm^2}$**.**

III.6.1.4.a. Vérification de la section minimale:

$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_e = 0.88\text{MPa} \ge 0.4\ \text{MPa}$ (avec: $A_t = 2\Phi 8 = 1\ \text{cm}^2$)**…….. (Condition vérifié).**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.00222 \ge \frac{\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{tj}}{0.9\frac{f_e}{\gamma_s}(\cos\alpha + \sin\alpha)} = -0.63 \text{ où : } \begin{cases} K = 1 \\ \alpha = 90° \end{cases}$$ **…….. (Condition vérifié).**

- Zone nodale : $S_t \le \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \Rightarrow S_t = 7.5$ cm.
- Zone courante : $S_t \le \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15$ cm.

III.6.1.4.b. Vérification au voisinage de l'appui:

a) $\sigma_b = \frac{2 \cdot V_a}{a \cdot b} = 3.17\ \text{MPa} \le \overline{\sigma} = \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\ \text{MPa}$ **……. (Condition vérifié).**

Donc, la contrainte dans la bielle est vérifiée.

b) $A_t = 1.00\text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_a}{f_e} = 0.15cm^2$ **……. (Condition vérifié).**

Donc, la section droite longitudinale peut équilibrer l'effort tranchant.

III.6.1.4.c. Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.47: Vérification à l'E.L.S.

M_{ser} kN.m	A_u cm^2	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
44.83	7.70	6.67	15.00	Oui

Donc on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

III.6.1.4.d. Vérification de la flèche:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 24.36cm$$

$$I0 = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

$I_0 = 39.43 \times 10^4\ cm^4$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0.007 \qquad \beta = 0{,}876$$

$$\sigma s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A} \qquad \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$ (Déformation instantanée);

$\lambda v = 2/5\ \lambda i$ (Déformation de longue durée).

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \qquad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$$

Module de déformation longitudinal instantanée $Ei = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée Ev=Ei/3

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}} \qquad f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}}$$;Δft =fv-fi

$$f_{adm} = \frac{L}{500}$$

Tableau III.48:Vérification de la flèche.

Mser(KN.m)	**ρ**	**σs (MPa)**	**μ**	λ_i	λ_v	**I_0 (cm^4)**	**Ei(MPa)**
44.83	0.007	231.71	0.572	3.00	1.20	39.43×10^4	32164.19
Ev(MPa)	**Ifi (cm^4)**	**Ifv (cm^4)**	**fi (mm)**	**fv (mm)**	**Δf (mm)**	**fadm (mm)**	**Δf < fadm**
10721.39	159694.40	257192.83	0.620	1.156	0.536	4.00	**oui**

VI.1 Introduction

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000. La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

VI.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.3- Choix du type de contreventement et classification de la structure selon leur configuration :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte (structures portiques contreventées par des voiles « portiques -voiles »).

A/ Régularité en plan : (RPA99/version 2003 art- 3-5)

Selon l'article (a, 1), la structure est irrégulière en plan.

B/ Régularité en élévation :

Selon l'article (b,1),la structure est classée irrégulière en élévation ;

Donc l'ouvrage est classé comme irrégulier en plan et en élévation.

VI.5 .1.2 Analyse de la structure :

Il est à présent clair que l'une des **« SAP 2000 V17.1 »** incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles).et présente une architecture (vue en plan) déférente d'un niveaux à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

VI.5 .1.3 Classification de site :

Selon le rapport géotechnique relatif a notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200 m/s a partir de 10m de profondeur.

VI.5.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec Une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'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 de tous les éléments de la structure.

VI.5.2.1. Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux.etc), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis « SAP2000 V17.1 » est utilisé.

VI.5.2.2. Description du logiciel « SAP 2000 V17.1 » :

« SAP 2000 V17.1 » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique

«SAP 2000 V17.1 » permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ETABS et SAFE).

VI.5.2.3. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type. poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

VI.5.2.4. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas β =0,3) correspondant à la surcharge d'exploitation.

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/m3.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été repartie sur les poutres concernées.

VI.4 .1 Caractéristiques géométriques et massique de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

VI.4 .2. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Vue de la Structure en 3D :

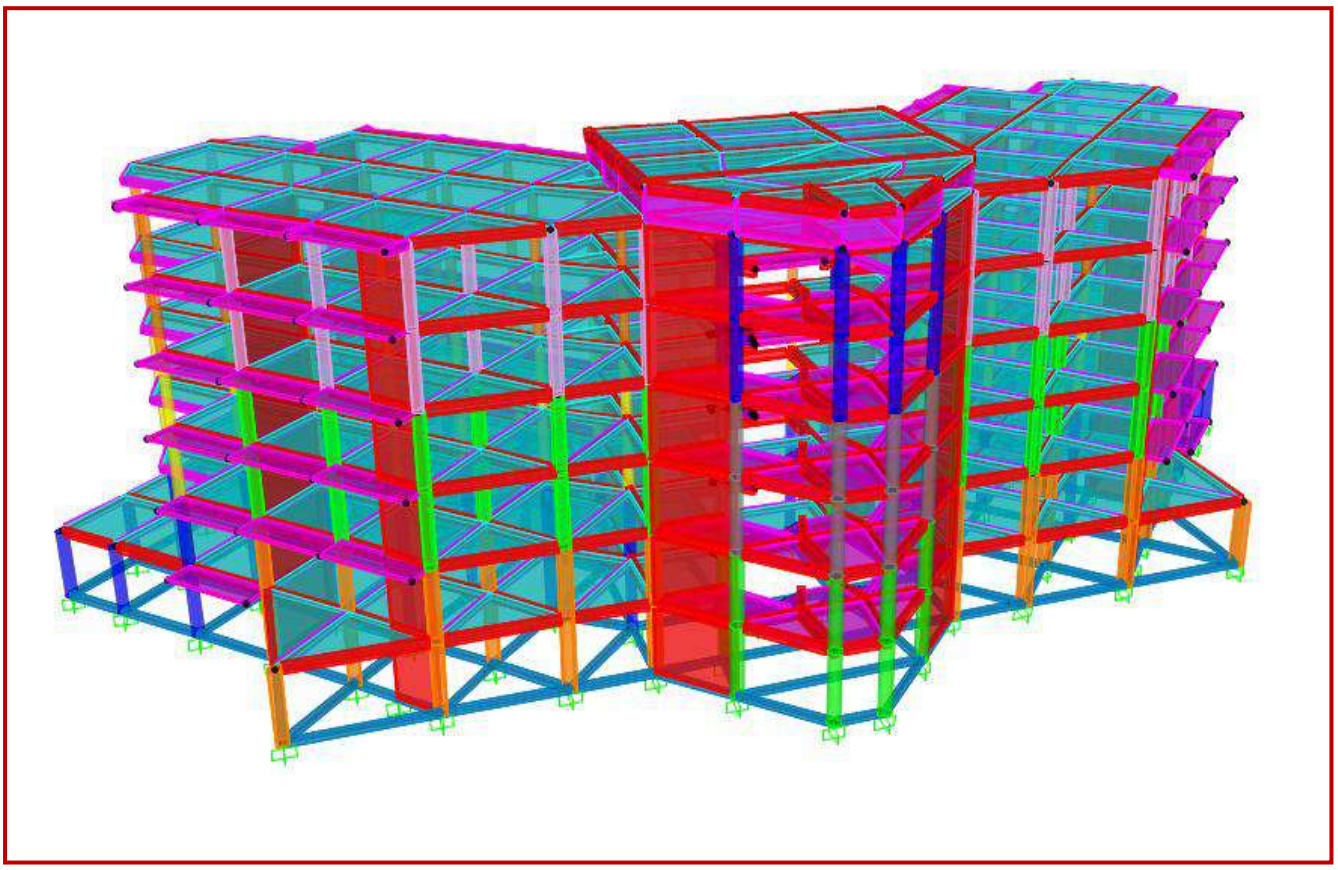


Figure IV .1. Hôtel en 3D

Les dispositions des voiles :

1 er disposition des voiles en plan :

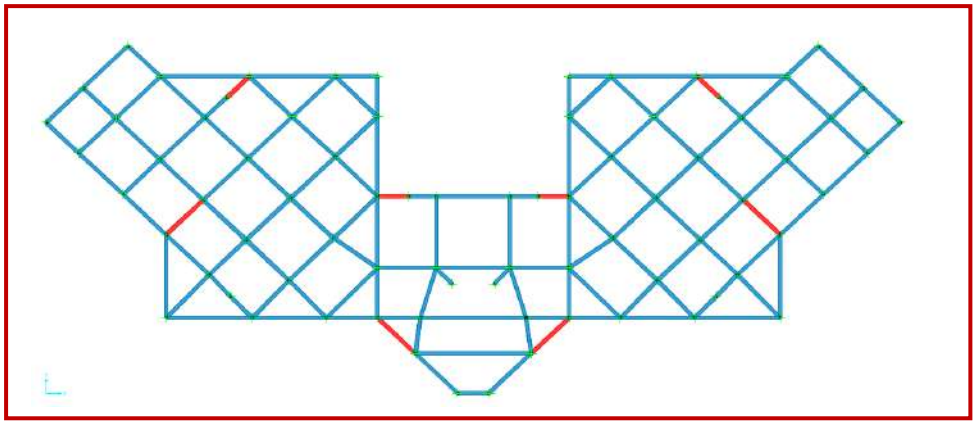


Figure IV .2. 1er disposition des voiles en plan.

Tableau IV.1. : Le comportement des trois premiers modes

	Période	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Mode 1	0.725	**49.33%**	31.33%	12.66%	27.70%	31.33%	12.66%
Mode 2	0.693	18.51%	**46.43%**	12.99%	46.21%	69.76%	25.65%
Mode 3	0.588	24.09%	0.20%	**42.08%**	70.30%	69.96%	67.73%

Remarque :

- Le comportement ne dépasse pas **50%** dans les trois premiers modes.
- Il ya un pourcentage de torsion dans les deux premiers modes.

On va chercher une autre disposition des voiles

2eme dispositions des voiles en plan :

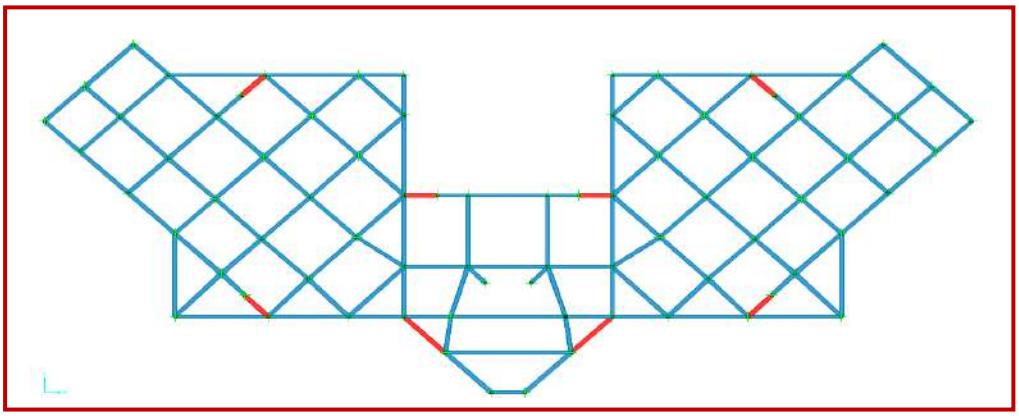


Tableau IV.2. : Le comportement des trois premiers modes.

StepType	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode 1	0.652	3.05%	**63.67%**	3.39%	3.05%	63.67%	3.39%
Mode 2	0.640	**34.79%**	6.39%	30.25%	37.84%	70.05%	33.64%
Mode 3	0.589	32.43%	0.02%	**34.18%**	70.27%	70.08%	67.82%

Remarque :

- Le deuxième mode est combinée **34.79%** translation et **30.25%** rotation.

On va chercher une autre disposition des voiles

3eme dispositions des voiles en plan:

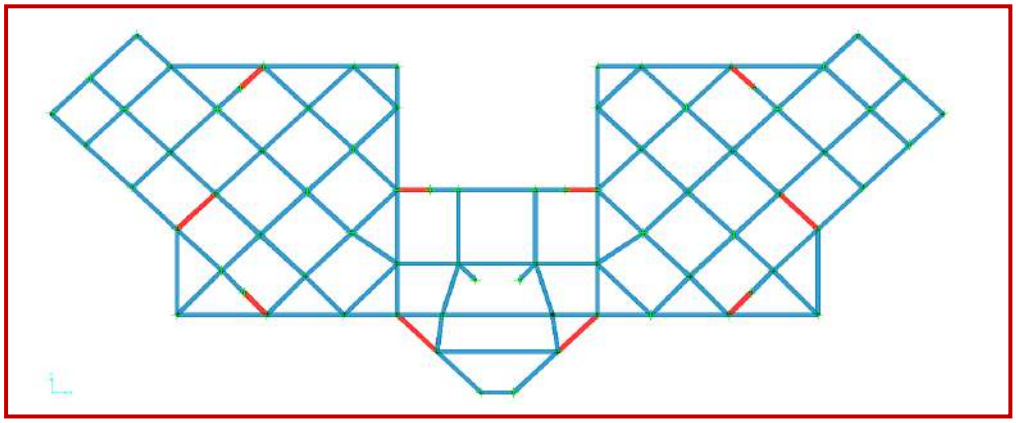


Figure IV .4. 3eme dispositions des voiles en plan.

Tableau IV.3. : Le comportement des trois premiers modes

Les modes	Periode (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	SumRZ (%)
Mode 1	0.549	0.54%	**69.92%**	0.00%	0.54%	69.92%	0.00%
Mode 2	0.524	**69.92%**	0.55%	0.17%	70.46%	70.46%	0.18%
Mode 3	0.486	0.04%	0.00%	**68.01%**	70.50%	70.46%	68.19%

Remarque :

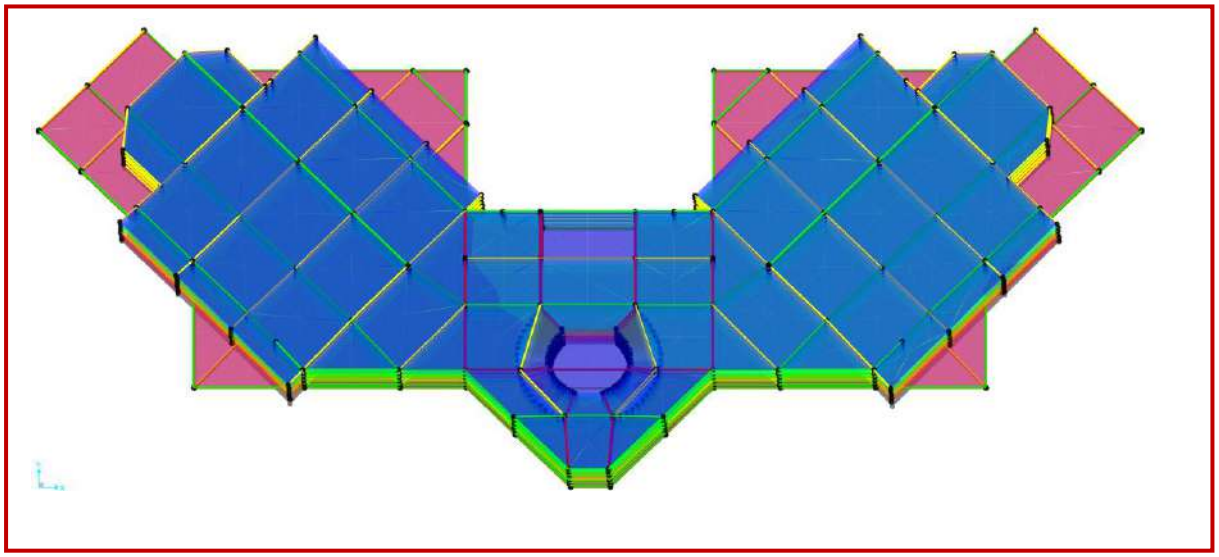
Apres plusieurs dispositions des voiles on à choisie la troisième disposition.

❖ Disposition des voiles en plan :

Les trois premiers modes :

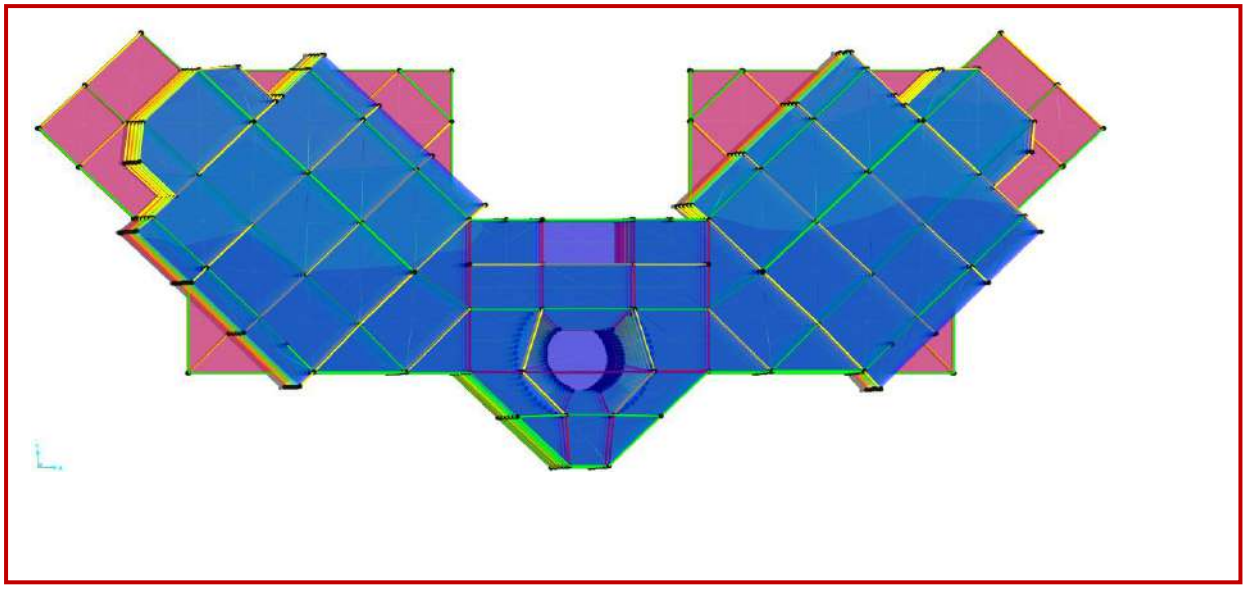
- **1er Mode :**

  Translations suivant l'axe Y.



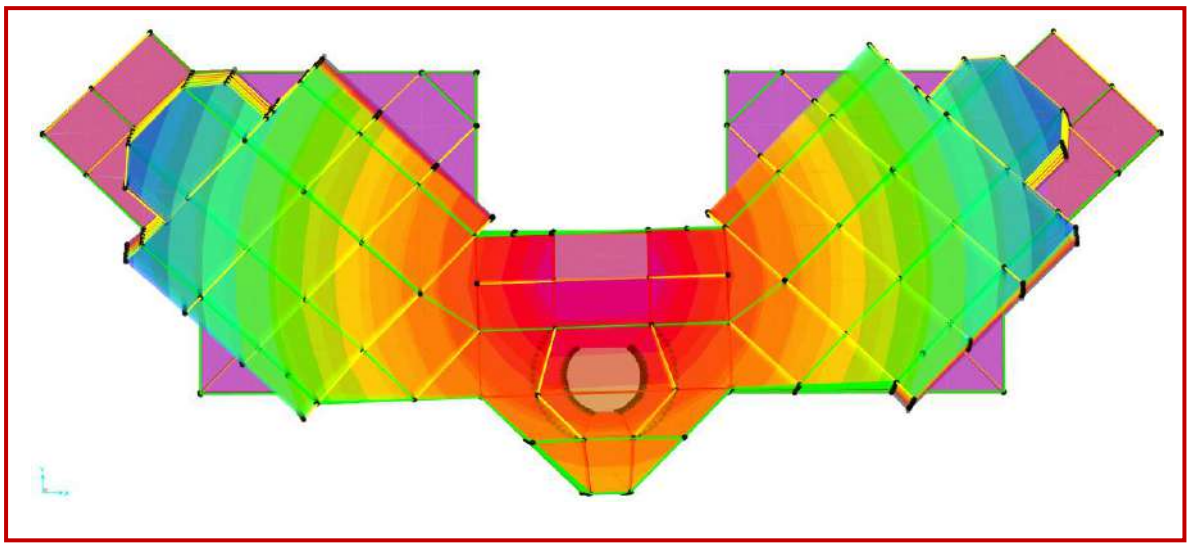
- **2eme Mode :**

Translations suivant l'axe X.



- **3eme Modes :**

Rotation autour de l'axe Z.



Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment = 74.20 m.
- Largeur du bâtiment = 32.30 m.

Excentricité admissible :

- Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 11.13 m.
- Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 4.84 m.

IV.4.3-Centre de Masse :

Tableau IV.4: Calcul du centre de Masse.

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
3.74	13828.22	514133.22	246142.32	37.09	17.41
7.48	11693.17	435336.72	187441.52	37.17	16.26
11.22	11601.65	431929.43	184350.22	37.17	16.26
14.96	11551.41	430058.99	183551.90	37.16	16.24
18.70	11624.44	432661.66	181457.51	36.93	16.12
22.24	9902.10	368556.16	154571.78	37.08	15.91

IV.4.4. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$ Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - ♦ Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

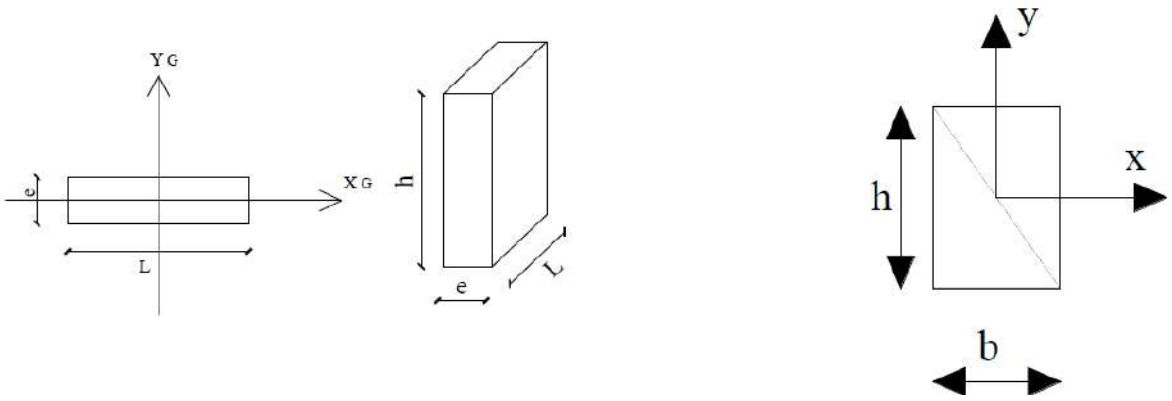


Figure IV.5. Inerties des voiles et des poteaux.

Tableau IV.5. Calcul du centre de torsion.

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_T(m)	Y_T(m)	$\sum I_{Yi} * X_i$	$\sum I_{Xi} * Y_i$
3.74	3.155	2.739	37.180	17.80	101.854	56.172
7.48	3.086	2.670	37.230	16.030	99.430	49.481
11.22	3.020	2.604	37.230	15.890	96.954	47.993
14.96	3.020	2.604	37.230	15.890	96.954	47.993
18.7	2.983	2.567	37.220	15.610	95.551	46.571
22.44	2.983	2.567	37.220	15.610	95.551	46.570

IV.4.5. Excentricité :

IV.4.5.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV.6: Calcul de l'excentricité théorique.

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	**X_G(m)**	**X_T(m)**	**$E_{x\ Théo}$ (m)**	**Y_G(m)**	**Y_T(m)**	**$E_{y\ Théo}$ (m)**
3.74	37.09	37.18	**0.09**	17.41	17.80	**0.39**
7.48	37.17	37.23	**0.06**	16.26	16.03	**0.23**
11.22	37.17	37.23	**0.06**	16.26	15.89	**0.37**
14.96	37.16	37.23	**0.07**	16.24	15.89	**0.35**
18.70	36.93	37.22	**0.29**	16.12	15.61	**0.51**
22.44	37.08	37.22	**0.14**	15.91	15.61	**0.30**

IV.4.5..2. Excentricité accidentelle : [2] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

➢ Ex= 0,05 Lx.

➢ Ey= 0,05 Ly.

Ly Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Calcul de l'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
3.74	74.20	32.30	3.71	1.61
7.48	74.20	32.30	3.71	1.61
11.22	74.20	32.30	3.71	1.61
14.96	74.20	32.30	3.71	1.61
18.70	74.20	32.30	3.71	1.61
22.44	74.20	32.30	3.71	1.61

IV.4.5.3. Effets de la torsion accidentelle : [2]►►[Art 4.3.7]◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à **0.05L**,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

VI.5. Calcul dynamique du bâtiment :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalent ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

VI.5 .1 Méthode modale spectrale :

VI.5 .1.1 Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seul les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

IV. 6. Choix de la méthode de calcul :

IV.6. 1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre structure étudié présente une configuration irrégulière et la hauteur dépassant les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2.b, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, en utilise le logiciel d'analyse 'SAP2000'

IV.6.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.6.2.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.6.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

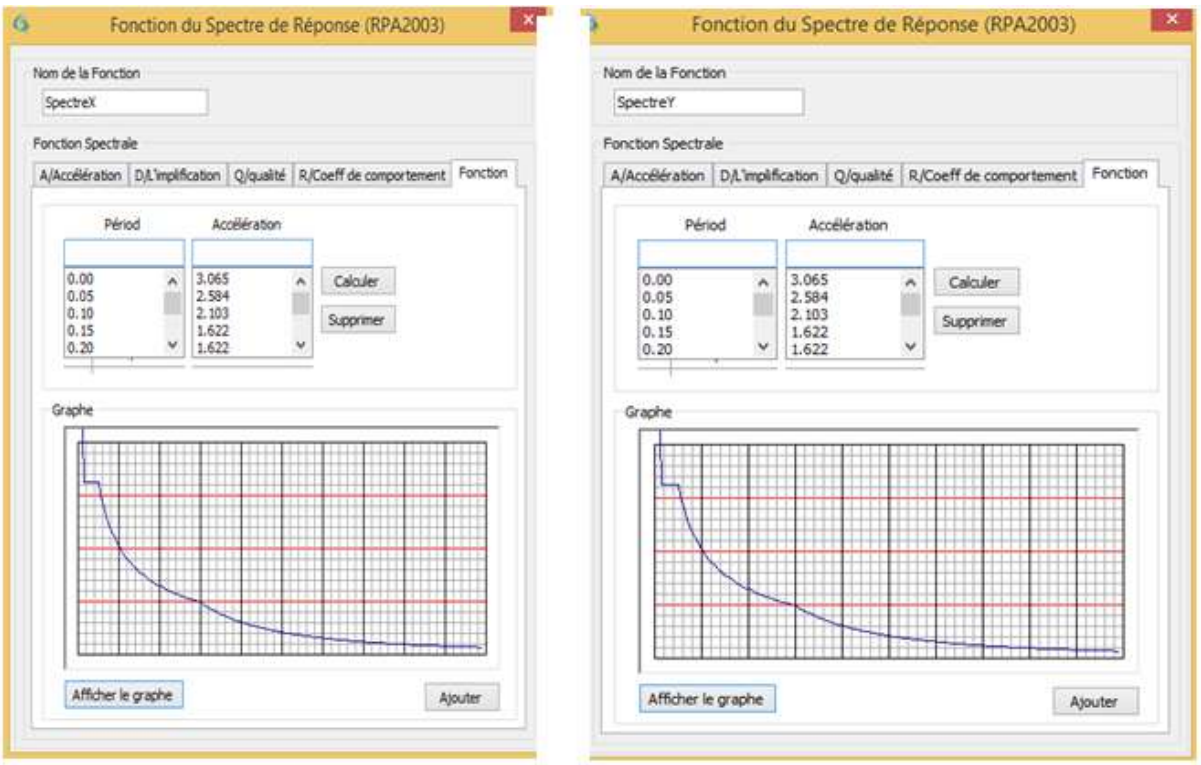


Figure. IV.6. Spectre de réponse.

a. Coefficient d'accélération A : ►► [RPA : Tab.4.1] ◄◄

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 1B) ➔ A = 0.30

b. facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [1] ►► [Tab4.3] ◄◄

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : **R = 5.**

Justification du coefficient de comportement R selon RPA version 2003 ► [Art 3.5] ◄ :

Suivant Ex :

Tableau IV.8. Les valeurs en pourcentages.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
22.44	100 %	83.284 %	16.716 %	100 %	**71.702 %**	28.298 %
18.7	100 %	82.117 %	17.883 %	100 %	**46.768 %**	53.232 %
14.96	100 %	83.456 %	16.544 %	100 %	**48.249 %**	51.751 %
11.22	100 %	83.720 %	16.280 %	100 %	**38.707 %**	61.293 %
7.48	100 %	84.839 %	15.161 %	100 %	**37.866 %**	62.134 %
3.74	100 %	85.593 %	14.407 %	100 %	**35.480 %**	64.520 %

Suivant Ey :

Tableau IV.9. Les valeurs en pourcentages.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz Poteaux (%)	Nz Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Ty Poteaux (%)	Ty Voiles (%)
22.44	100 %	86.430 %	13.570 %	100 %	**78.285 %**	21.715 %
18.7	100 %	85.739 %	14.261 %	100 %	**55.377 %**	44.623 %
14.96	100 %	86.882 %	13.118 %	100 %	**57.350 %**	42.650 %
11.22	100 %	87.078 %	12.922 %	100 %	**46.205 %**	53.795 %
7.48	100 %	88.032 %	11.968 %	100 %	**43.146 %**	56.854 %
3.74	100 %	88.620 %	11.380 %	100 %	**40.780 %**	59.220 %

d. facteur de qualité Q : ►► [RPA : Tab.4.4.] ◄◄

Le facteur de qualité est égale à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : détermination du facteur de qualité Q.

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	**0.00**	Non	0.00
2	Redondance en plan	Oui	**0.00**	Oui	0.00
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	**0.00**	Oui	**0.00**
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.1	Oui	**0.1**

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0.20 = 1.20$$
$$Q_Y = 1 + 0.20 = 1.20$$

e. périodes caractéristiques : ►► [RPA : Tab.4.7.] ◄◄

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0.15\,\text{s} \\ T_2 = 0.5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

IV.6.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la Force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements (inter étage).
- Vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification de l'effort normal réduit à la base.
- Vérification vis à vis de l'effet **P-Δ (Art. 5.9 : RPA 99 VERSION 2003).**

IV.6.3. Vérification de comportement :

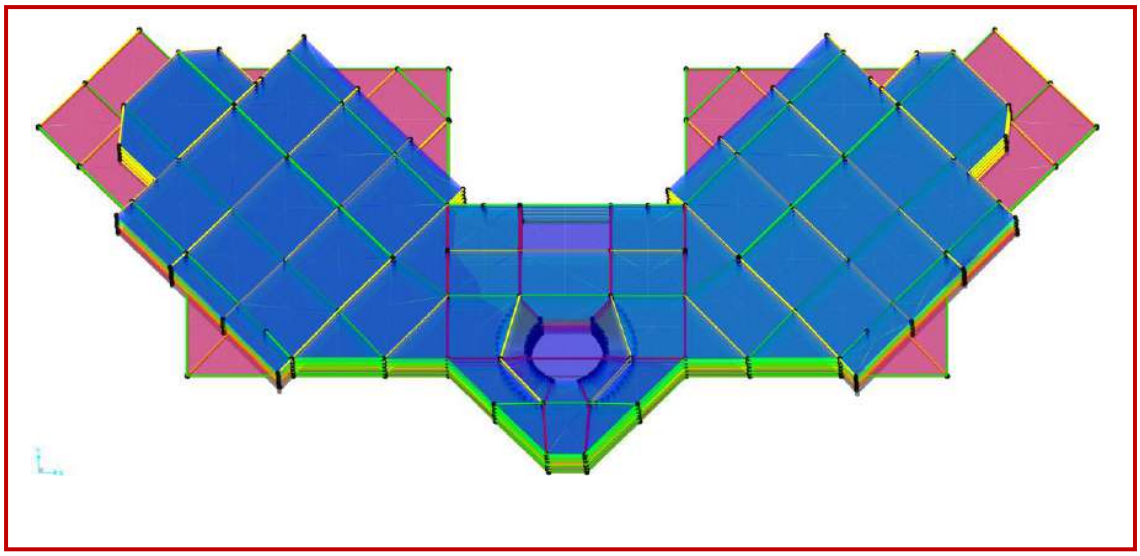


Figure. IV.7. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe Y).

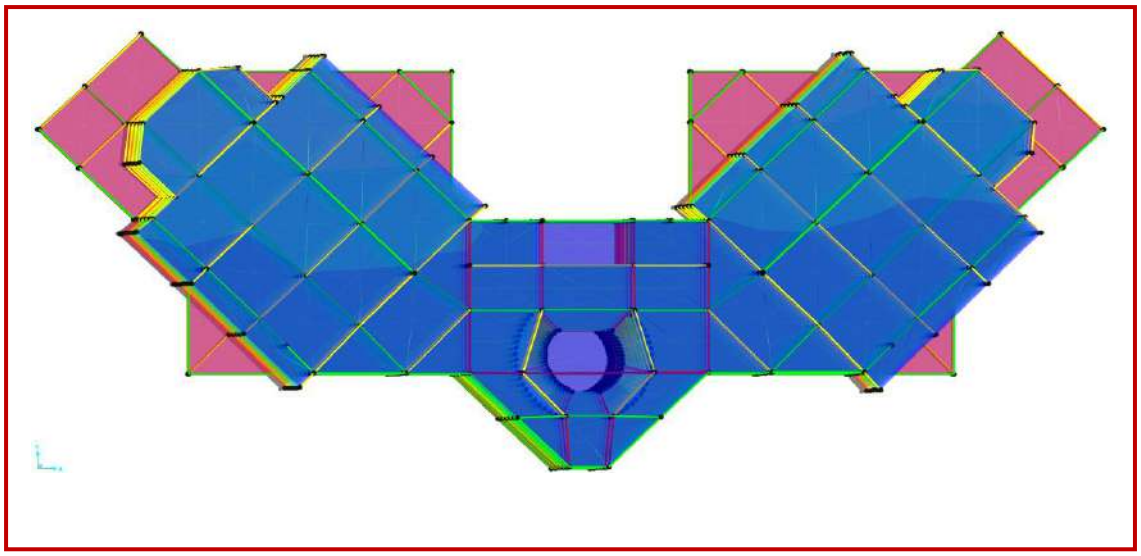


Figure. IV.8. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe X).

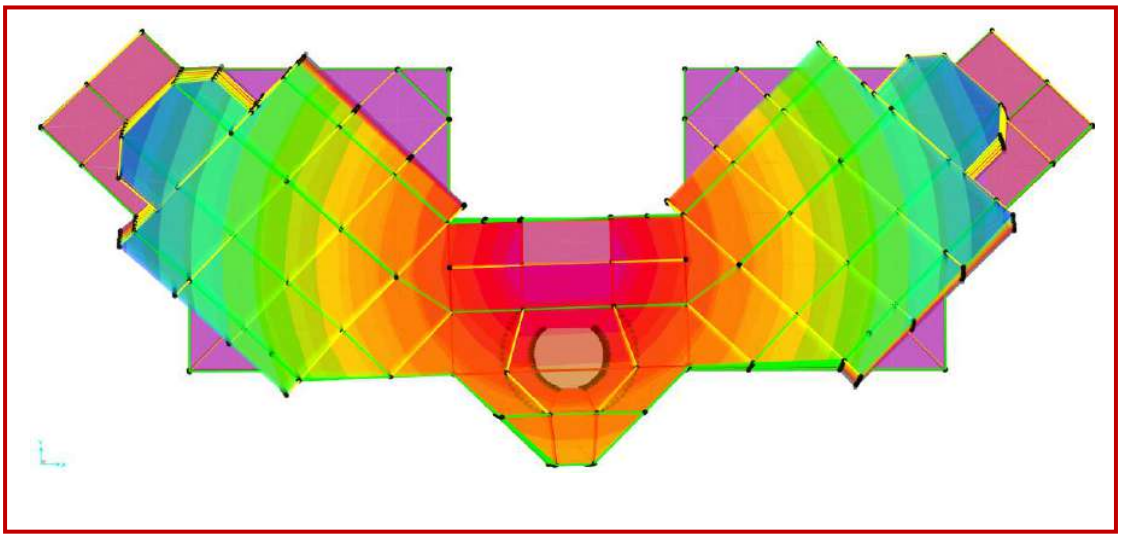


Figure. IV.9.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z).

Tableau IV.11 : Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant l'axe Y	translation pure suivant l'axe X	rotation pure autour de l'axe Z
T_1=0.549 sec	T_2=0.524 sec	T_3=0.486 sec

IV.6.4. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après **RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.**

Tableau IV.12: Coefficient de participation massique.

StepType	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode 1	0.549	0.54%	**69.92%**	0.00%	0.54%	69.92%	0.00%
Mode 2	0.524	**69.92%**	0.55%	0.17%	70.46%	70.46%	0.18%
Mode 3	0.486	0.04%	0.00%	**68.01%**	70.50%	70.46%	68.19%
Mode 4	0.210	0.00%	0.47%	0.00%	70.50%	70.93%	68.19%
Mode 5	0.188	0.00%	0.00%	0.00%	70.50%	70.94%	68.19%
Mode 6	0.186	0.04%	0.12%	0.00%	70.54%	71.06%	68.19%
Mode 7	0.186	0.01%	0.26%	0.01%	70.55%	71.32%	68.20%
Mode 8	**0.177**	**0.06%**	**0.00%**	**0.00%**	**70.61%**	**71.32%**	**68.20%**

Mode	70	0.077	0.00%	0.00%	0.00%	89.52%	94.89%	88.00%
Mode	**71**	0.076	0.62%	0.04%	0.04%	**90.14%**	**94.93%**	88.03%
Mode	72	0.076	0.08%	0.01%	0.00%	90.21%	94.94%	88.04%

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au **71ème** mode alors :

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4-b] ◄◄ le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 8ème mode.

IV.6.6. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée **[2] ►► [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6] ◄◄**

Donc il faut vérifier que $\frac{Ed}{V} > 0,8$

Tableau. IV.14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Ed_X (KN)	Ed_Y (KN)	Vsx (KN)	Vsy (KN)	Edx/Vsx	Edy/Vsy	Vérification
9538.95	9250.53	10553.49	10553.49	**0.903**	**0.876**	Oui

❖ Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0.30

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

T2 = 0.5 s **……**tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule : $T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$

[RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2.205

Dy= 2.205

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 5

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=Q_y=1.20

- **W : poids total de la structure**

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i \qquad \text{avec} W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

β = 0.3 **[Tab4.5]**

W= 66474.49 KN

Tableau IV.15 : Calcul de la force sismique (M.S.E).

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.30	2.205	2.205	5	1.20	1.20	66474.48	10553.49	10553.49

Tableau IV.16 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	10553.49	**9538.95**	8442.79	**Oui**
Y	10553.49	**9250.54**	8442.79	**Oui**

IV.6.7. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = G_Y.Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

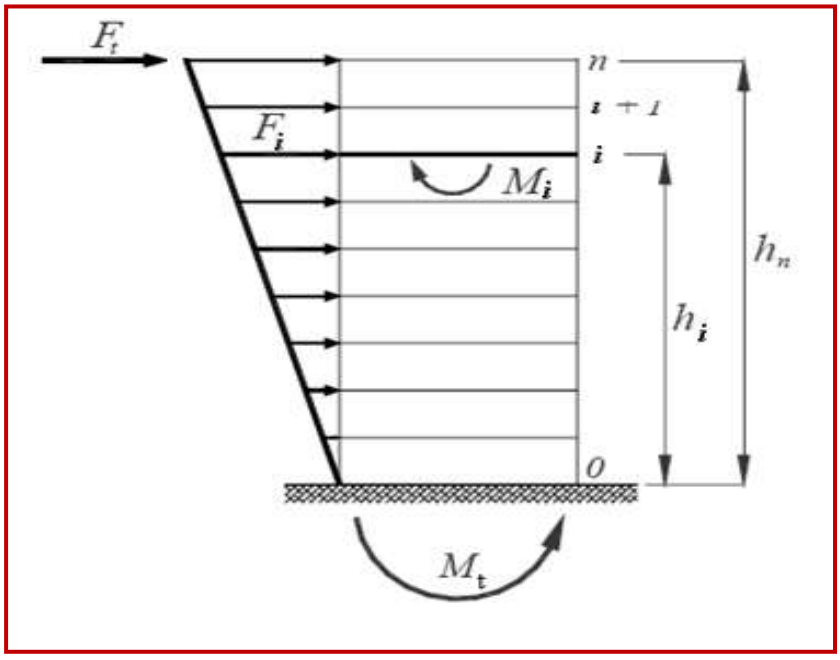


Figure IV.10: Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

❖ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [2] [Art 4.2.5]**

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,420s → Ft = 0
- TY = 0, 420 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_X = \alpha_x .V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_Y = \alpha_Y .V_Y$$

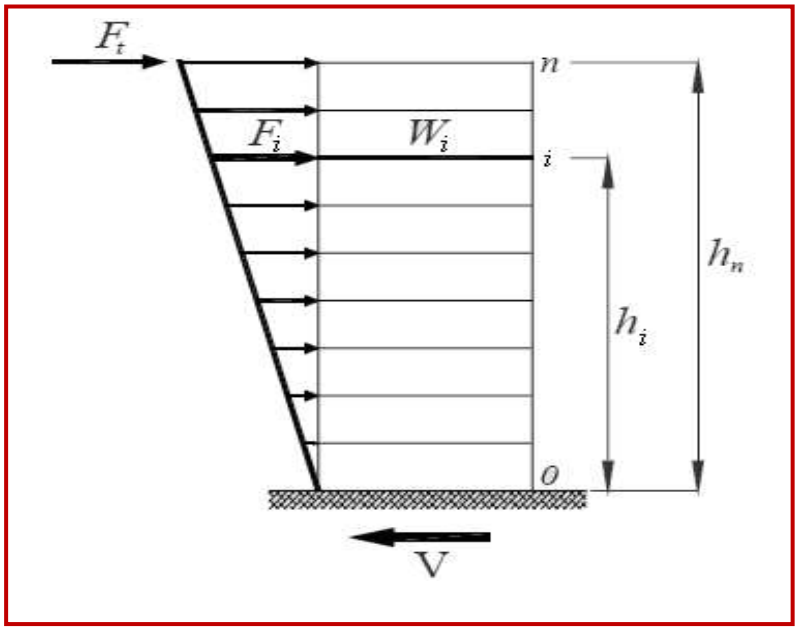


Figure IV.11. Distribution des forces sismiques.

Tableau IV.17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{ix} (kN)
3.74	13828.22	51717.543	559.49
7.84	11693.17	91674.453	946.22
11.22	11601.65	130170.51	1408.22
14.96	11551.41	172809.09	1869.50
18.7	11624.44	217377.03	2351.64
22.44	9902.10	222203.12	2403.85
SOMME		**885951.75**	**9538.95**

Tableau IV.18 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

hi (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$	F_{iy}(KN)
3.74	13828.22	51717.54	542.57
7.84	11693.17	91674.45	917.61
11.22	11601.65	130170.51	1365.64
14.96	11551.41	172809.09	1812.97
18.70	11624.44	217377.03	2280.54
22.44	9902.10	222203.12	2331.17
SOMME		**885951.75**	**9250.53**

❖ Moment de renversement :

Tableau IV.19 : calcul du moment de renversement.

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
3.74	559.49	542.58	2092.52	2029.25
7.48	946.22	917.61	7077.74	6863.74
11.22	1408.22	1365.65	15800.27	15322.54
14.96	1869.50	1812.98	27967.73	27122.11
18.70	2351.65	2280.55	43975.8	42646.21
22.44	2403.86	2331.18	53942.61	52311.63
$\sum M_0$			150856.70	146295.47

❖ Moment stabilisant :

Tableau IV.20 : calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{Tx} (KN.m)	M_{Ty} (KN.m)
3.74	13828.22	37.09	17.41	512888.68	240749.31
7.48	11693.17	37.17	16.26	434635.13	190130.94
11.22	11601.65	37.17	16.26	431233.33	188642.83
14.96	11551.41	37.16	16.24	429250.39	187594.89
18.70	11624.44	36.93	16.12	429290.57	187385.97
22.44	9902.10	37.08	15.91	367169.87	157542.41
$\sum Mt$				2604467.97	1152046.37

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.21: Vérification de stabilisation.

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
2604467.97	1152046.37	150856.696	146295.467	17.26	7.87	Oui

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.6.8. Vérification des déplacements inter étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ **►► [RPA: Art 4.4.3] ◄◄**

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.22 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
3.74	0.10	0.50	0.50	3.74	Oui
7.48	0.21	1.05	0.55	3.74	Oui
11.22	0.36	1.80	0.75	3.74	Oui
14.96	0.48	2.40	0.60	3.74	Oui
18.70	0.59	2.95	0.55	3.74	Oui
22.44	0.66	3.30			

Tableau IV.23. Vérification des déplacements inter-étages sens Y.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
3.74	0.17	0.87	0.87	3.74	Oui
7.48	0.40	2.00	1.13	3.74	Oui
11.22	0.75	3.75	1.75	3.74	Oui
14.96	0.97	4.85	1.10	3.74	Oui
18.70	1.23	6.15	1.30	3.74	Oui
22.44	1.52	7.60			

IV.6.9. .Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a- les poutres : Selon *CBA93* ► [Art A.5.1] ◄

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau}$ =Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau. IV.24 : Vérification de cisaillement des poutres.

	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 35*45	238.541	**1.021**	1.35G+1.5Q	**3.33**	Oui
PP 35*70	334.103	**1.404**	1.35G+1.5Q	**3.33**	Oui
PS 30*40	176.148	**0.146**	1.35G+1.5Q	**3.33**	Oui

b-les poteaux : Selon RPA99 version2003 ► [Art 7.4.3.2] ◄

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$ et f_{c28}= 25Mpa

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau. IV.25 : Vérification de cisaillement des poteaux sens X.

Poteaux circulaire	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
75	276.752	**0.626**	G+Q+E_{dx}	**1.875**	Oui
65	186.807	**0.563**	G+Q+E_{dx}	**1.875**	Oui
60	161.747	**0.572**	G+Q+E_{dx}	**1.875**	Oui
55	111.432	**0.469**	G+Q+E_{dx}	**1.875**	Oui

Tableau. IV.26 : Vérification de cisaillement des poteaux sens Y.

Poteaux circulaire	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
75	382.480	**0.866**	$G+Q+E_{dy}$	**1.875**	Oui
65	161.340	**0.486**	$G+Q+E_{dy}$	**1.875**	Oui
60	156.109	**0.552**	$G+Q+E_{dy}$	**1.875**	Oui
55	116.650	**0.491**	$G+Q+E_{dy}$	**1.875**	Oui

Tableau. IV.27 : Vérification de cisaillement des poteaux sens X.

Poteaux carrée	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
60*60	153.928	**0.427**	$G+Q+E_{dx}$	**1.875**	Oui
55*55	120.473	**0.398**	$G+Q+E_{dx}$	**1.875**	Oui
50*50	93.353	**0.373**	$G+Q+E_{dx}$	**1.875**	Oui

Tableau. IV.28 .Vérification de cisaillement des poteaux sens Y.

Poteaux carrée	Tx (KN)	τmax(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification τmax ≤ $\bar{\tau}$
60*60	193.789	**0.538**	G+Q+Edy	**1.875**	Oui
55*55	176.271	**0.582**	G+Q+Edy	**1.875**	Oui
50*50	120.665	**0.482**	G+Q+Edy	**1.875**	Oui

IV.6.10.Vérification de l'effort normal réduit à la base : [1] ►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:

Outre les vérifications prescrites par le **RPA99 V2003** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV.29 : Vérification de l'effort normal poteaux carrée.

	N_d (KN)	Combinaison	B_c (mm²)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
60x60	2405.67	G+Q+Edx	336400	**0.28**	Oui
	2362.43	G+Q+Edy	336400	**0.28**	Oui

- **Remarque :**

Les poteaux rectangulaires (45* 45) ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normal donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Section des poteaux de RDC et 1er (60x60).

Section des poteaux de 2eme et 3eme (55x55).

Section des poteaux de 4eme et 5eme (50x50).

Tableau IV.30. Vérification de l'effort normal poteaux circulaires.

	N_d (KN)	Combinaison	B_c (mm²)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
65	1811.82	G+Q+Edx	264074	**0.27**	Oui
	1695.93	G+Q+Edy	264074	**0.25**	Oui

- **Remarque :**

Les poteaux circulaires (50) ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normal donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Section des poteaux de RDC et 1er (65).

Section des poteaux de 2eme et 3eme (60).

Section des poteaux de 4eme et 5eme (55).

Tableau IV.31. Vérification de l'effort normal poteaux circulaires dans la cage d'escalier.

	N_d (KN)	Combinaison	B_c (mm²)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
75	2952.78	G+Q+Edx	418326.50	**0.28**	Oui
	2887.56	G+Q+Edy	418326.50	**0.27**	Oui

- **Remarque :**

Les poteaux circulaires (50) ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normal donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Section des poteaux de RDC et 1er (75).

Section des poteaux de 2eme et 3eme (70).

Section des poteaux de 4eme et 5eme (65).

IV.6.11. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003►► [Art 5.9] ◄◄ [1]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq \ 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- 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 ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

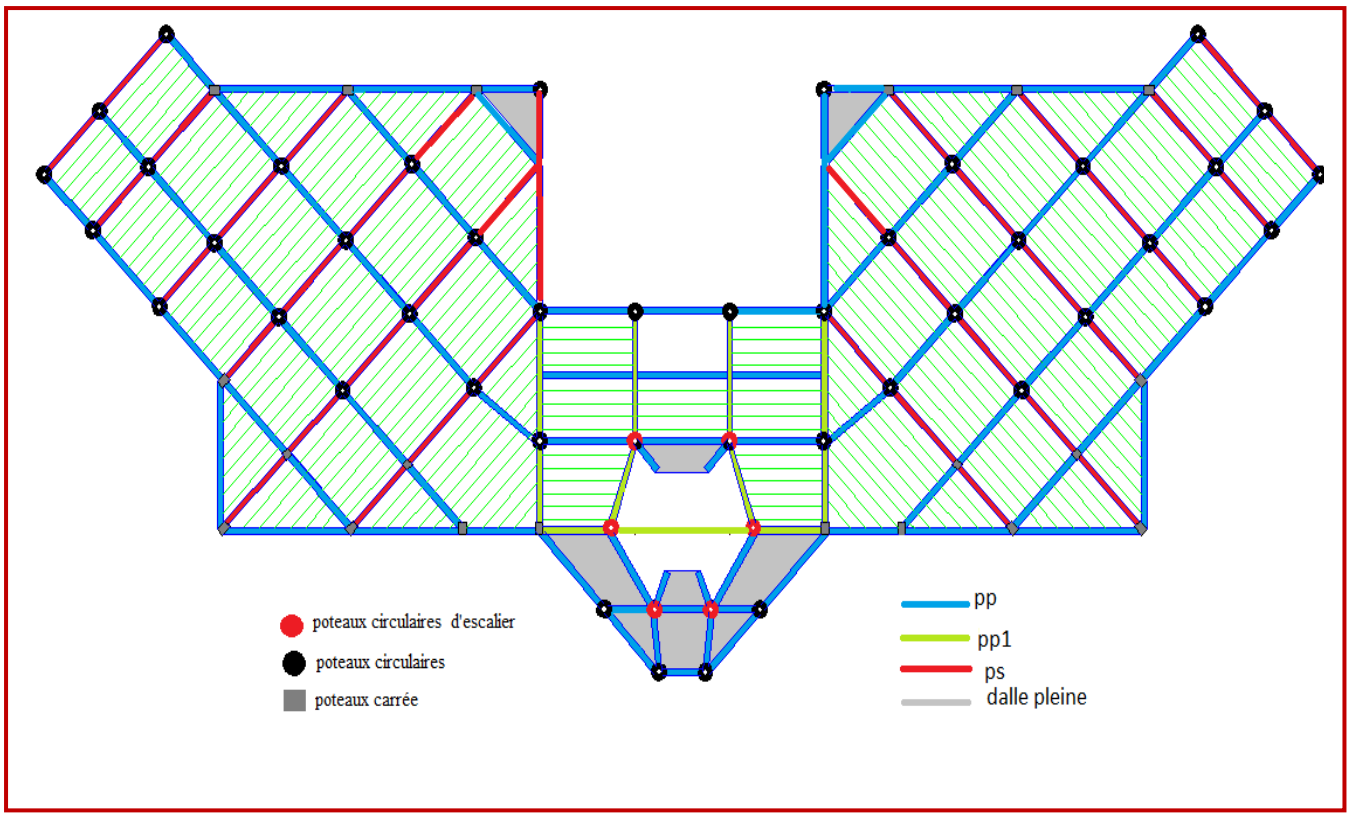
Tableau IV.34 : Vérification l'effet P-Δ sens X.

H_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
3.74	13828.22	559.50	0.50	0.03	**Oui**
7.48	11693.17	946.23	0.55	0.02	**Oui**
11.22	11601.65	1408.22	0.75	0.02	**Oui**
14.96	11551.41	1869.51	0.60	0.01	**Oui**
18.70	11624.44	2351.65	0.55	0.01	**Oui**
22.44	9902.10	2403.86	0.35	0.00	**Oui**

Tableau IV.35 : Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k(KN)	F_{iy} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
3.74	13828.22	542.58	0.87	0.06	**Oui**
7.48	11693.17	917.62	1.13	0.04	**Oui**
11.22	11601.65	1365.65	1.75	0.04	**Oui**
14.96	11551.41	1812.97	1.10	0.02	**Oui**
18.70	11624.44	2280.55	1.30	0.02	**Oui**
22.44	9902.10	2331.20	1.45	0.02	**Oui**

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –a- vis de l'effet P-Δ.



Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de la structure.

VI.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

- ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
- ✓ E.L.S : G + Q

❖ les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- ➢ G : charges permanentes.
- ➢ Q : charges d'exploitations.
- ➢ E : charges sismiques.

VI.2. Ferraillage des poutres :

VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau VI.1 : Les données de calcule

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	

VI.2.1. Recommandation des règlements :

➢ **Selon le RPA99 version 2003►► [Art7.5.2] ◄◄ [1] :**

- 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 recouvrement

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui
- La longueur minimale de recouvrement est de :

  50Φen zone III
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera Fait pour une situation durable et accidentelle (le cas le plus défavorable)

➢ **Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]:**

La section des armatures longitudinales (A.7.1.2) est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- $St \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e (cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$

Tableau VI.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*45).

	Niveau	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A_{calcul} (cm^2)	Amin (cm^2) RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Etages	Travée	104.965	1.35G+1.5 Q	7.466	6.75	5HA14=7.7
		Appui	-155.263	1.35G+1.5 Q	11.547		6HA16=12.06

Tableau VI.3 : Ferraillage longitudinal des poutres principales PP (35*70).

Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A_{calcul} (cm^2)	Amin(cm^2) RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	Travée	122.844	1.35G+1.5 Q	5.369	12.25	4HA14=6.16
	Appui	-260.694	1.35G+1.5 Q	11.801		6HA16=12.06
Etages	Travée	146.864	1.35G+1.5 Q	6.44	12.25	5HA14=7.7
	Appui	-250.498	1.35G+1.5 Q	11.279		6HA16=12.06

Calcul des armatures de peau:

Dans les poutres de grande hauteur, on dispose des armatures le long de chaque parement parallèlement à la fibre moyenne. Leurs section est d'au moins 3 cm2/ml de parement.

$$A_p = 3 cm^2/m \times 0.70 = 2.10 cm^2$$

Par paroi on prend : $2HA12 = 2.26 cm^2$

Tableau VI.4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires PS (30*40).

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A_{calcul} (cm^2)	Amin(cm^2) RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-121.752	1.35G+1.5Q	12.3	6.00	6HA16=12.06
	Etages	Appui	-104.135	1.35G+1.5Q	10.464		6HA16=12.06
Rive	Terrasse	Appui	-57.622	1.35G+1.5Q	5.460	6.00	6HA12=6.79
	Etages	Appui	-123.419	1.35G+1.5Q	12.076		6HA16=12.06

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau VI.5: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales PP (30*45).

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intr	Etages	Travée	76.032	G+Q	**7.70**	9.072	-	Oui
		Appui	-112.491	G+Q	**12.06**	9.072	-	Oui

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales PP (35*70).

Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrasse	Travée	90.099	G+Q	**6.16**	6.100	-	Oui
	Appui	-191.126	G+Q	**12.06**	6.100	-	Oui
Etages	Travée	66.974	G+Q	**7.70**	2.4	-	Oui
	Appui	-75.882	G+Q	**12.06**	2.4	-	Oui

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires PS (30*40).

Niveau		position	Mse (KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-96.354	G+Q	**12.06**	11.7	-	Oui
	Etages	Appui	-54.000	G+Q	**12.06**	7.10	-	Oui
Rive	Terrasse	Appui	-41.490	G+Q	**6.16**	7.00	201.60	Oui
	Etages	Appui	-38.759	G+Q	**12.06**	4.20	110.0	Oui

VI.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA.
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

Tableau VI.8 : vérification des PP (30*45) selon la condition CBA et RPA.

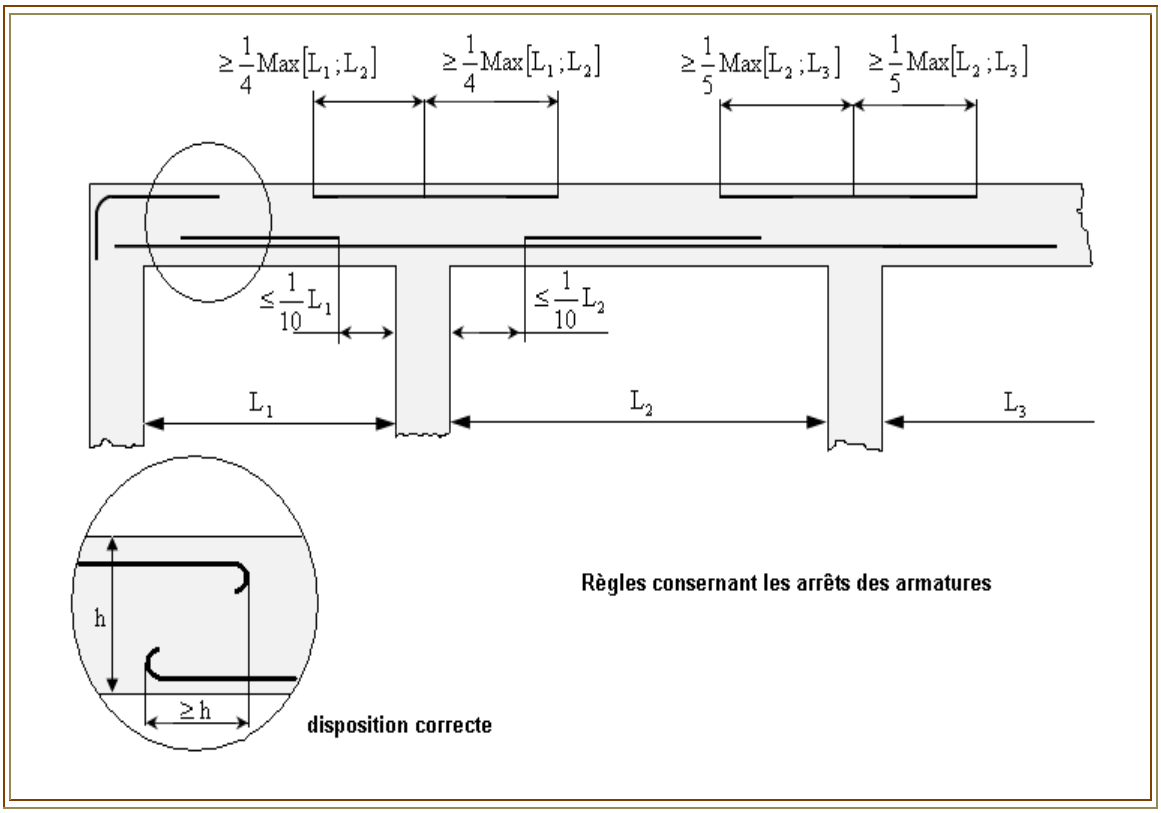
Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA = 6.75 cm^2	A_{maxT} RPA =54 cm^2	A_{maxA} RPA =81 cm^2	A_{min} CBA =1.35 cm^2
Etages	Travée	5HA14=7.7	Oui	Oui	Oui	Oui
	appui	6HA16=12.06				

Tableau VI.9: vérification des PP (35*70) selon la condition CBA et RPA.

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA =12.25cm^2	A_{max} RPA =98cm^2	A_{maxA} RPA =157.5 ^{2}	A_{min} CBA =2.45cm^2
Terrasse	Travée	4HA14=6.16	Oui	Oui	Oui	Oui
	appui	6HA16=12.06				
Etages	Travée	5HA14=7.7	Oui	Oui	Oui	Oui
	appui	6HA16=12.06				

Tableau VI.10 : vérification des PS (30*40) selon la condition CBA et RPA.

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA =6 cm^2	A_{max} RPA =48cm^2	A_{min} CBA =1.2 cm^2
Intermédiaire	Terrasse	appui	4HA16=8.04	Oui	Oui	Oui
	Etages	appui	6HA16=12.06			
Rive	Terrasse	appui	5HA12=5.65	Oui	Oui	Oui
	Etages	appui	6HA16=12.06			



VI.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant.

Tableau VI.11 : Calcule de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.34\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau VI.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des PP (30*45).

Niveau	position	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Etages	**Appui**	115.563	1.35G+1.5Q	**0.900**	3.34	Oui

Tableau VI.13: Vérification de la contrainte de cisaillement des PP (35*70).

Niveau	position	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrass	**Appui**	113.899	1.35G+1.5Q	**0.482**	3.34	Oui
Etages	**Appui**	123.207	1.35G+1.5Q	**0.521**	3.34	Oui

Tableau VI.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement des PS (30*40).

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	**Terrasse**	152.731	1.35G+1.5Q	**1.851**	3.34	Oui
	Etages	174.030	G+Q+Ex	**2.109**	4.34	Oui
Rive	**Terrasse**	81.525	1.35G+1.5Q	**0.988**	3.26	Oui
	Etages	123.499	1.35G+1.5Q	**1.496**	3.26	Oui

VI.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235 .

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \text{Zone nodale} \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone courante} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15: Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement.

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	**τ_u (Mpa)**	**S_t (cm)**	**A_t (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC)(cm)**	**At (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**$A_{t\ choisie}$ (cm^2)**
PP 30*45	0.900	38.25	1.95	11.25	22.5	1.01	**10**	**15**	**4φ8=2.01**
PP 35*70	0.521	40.00	2.38	12	35	1.26	**10**	**15**	**6φ8=3.02**
PS 30*40	2.109	29.25	1.49	8.75	17.5	0.78	**10**	**15**	**4φ8=2.01**

VI.2.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80

Tableau VI.16 : Vérification de la flèche des poutres.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP1	0.087	0.062	Oui	**0.087**	0.075	Oui	**0.0015**	0.0105	Oui
PP2	0.076	0.062	Oui	**0.076**	0.075	Oui	**0.0010**	0.0105	Oui
PS	0.067	0.062	Oui	**0.076**	0.075	Oui	**0.0020**	0.0105	Oui

Tontes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

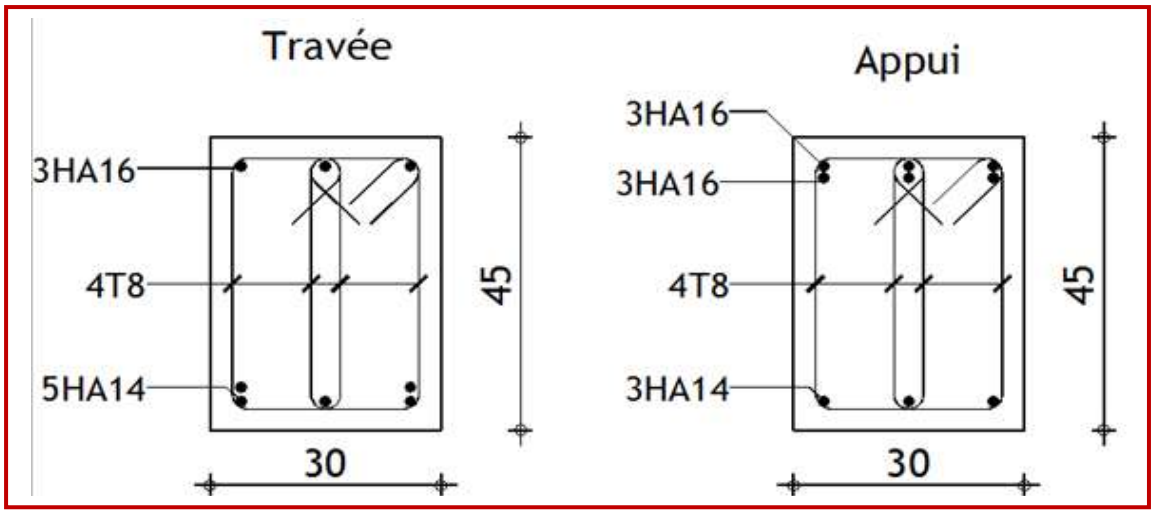


Figure VI.1 : Disposition des armatures pour les poutres principale intermédiaire des étages.

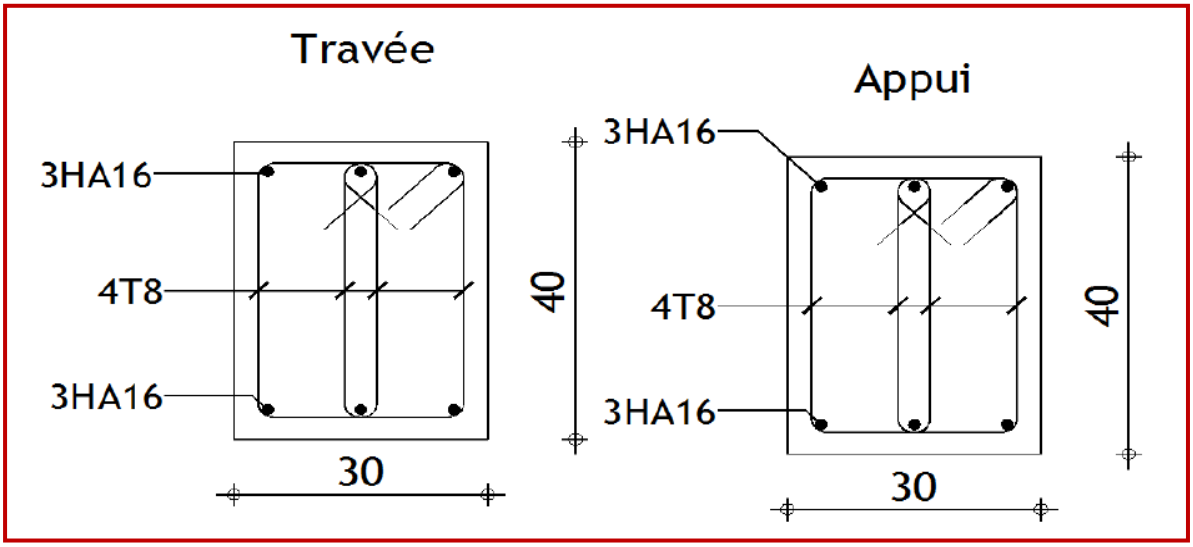


Figure VI.2 : Ferraillage des poutres secondaires, intermédiaires de la terrasse

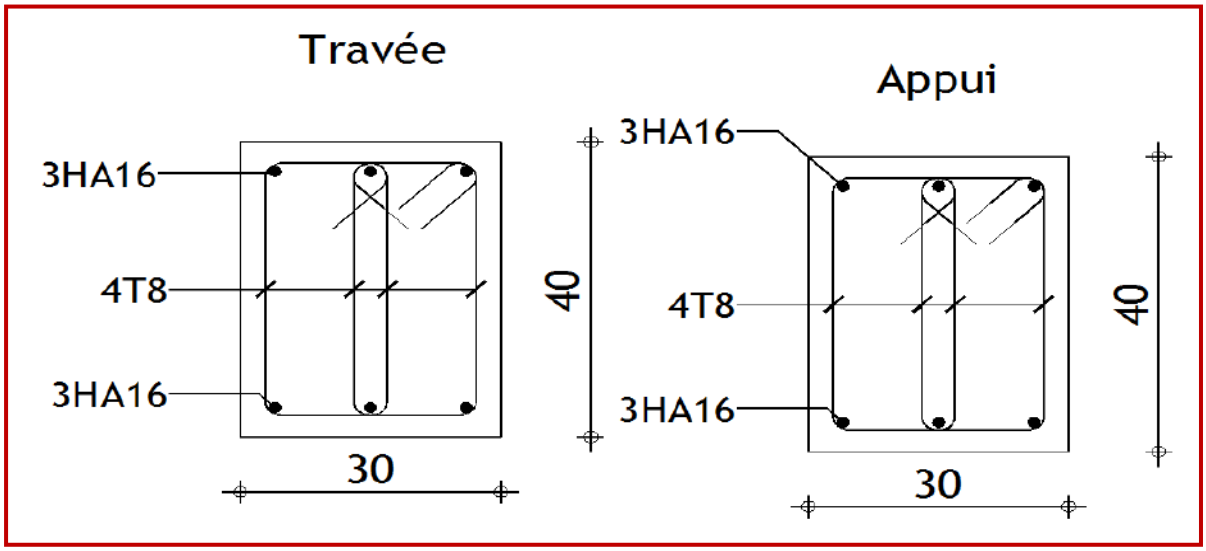


Figure VI.3: Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires des étages

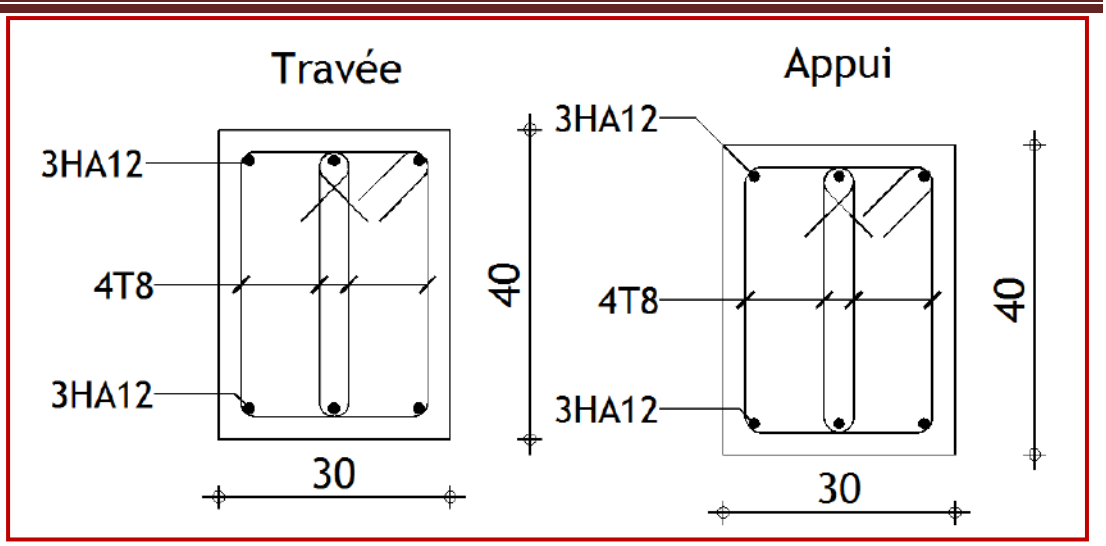


Figure VI.4 : Ferraillages des poutres secondaires de rive de la terrasse.

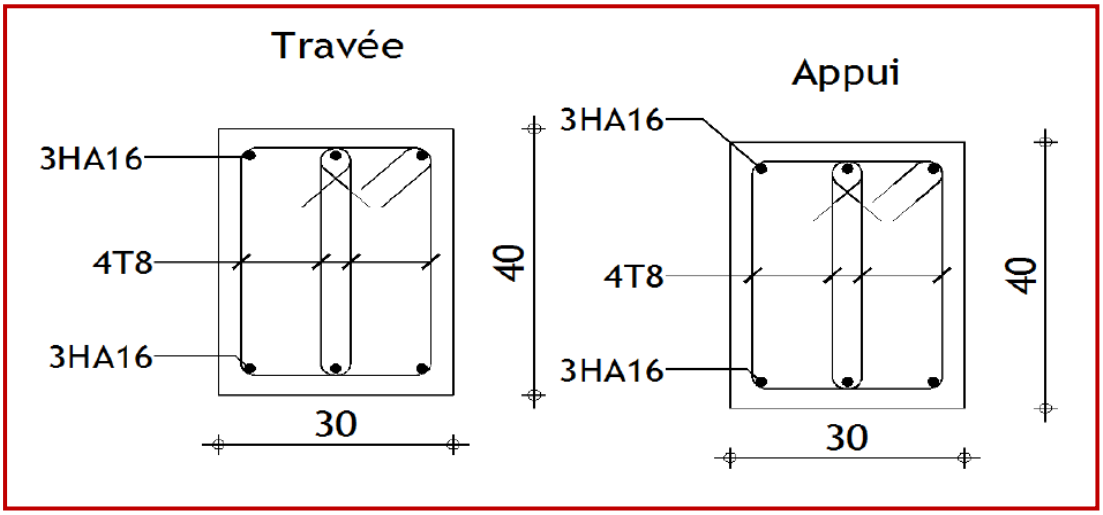


Figure VI.5: Ferraillages des poutres secondaires de rive d'étages

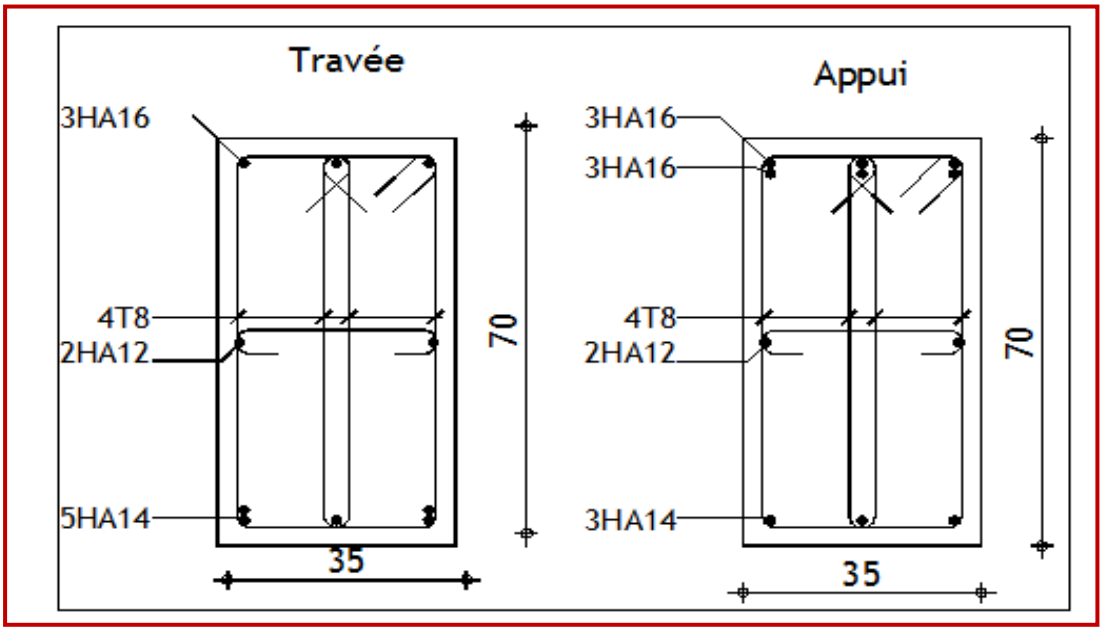


Figure VI.6 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires (35*70) de la terrasse.

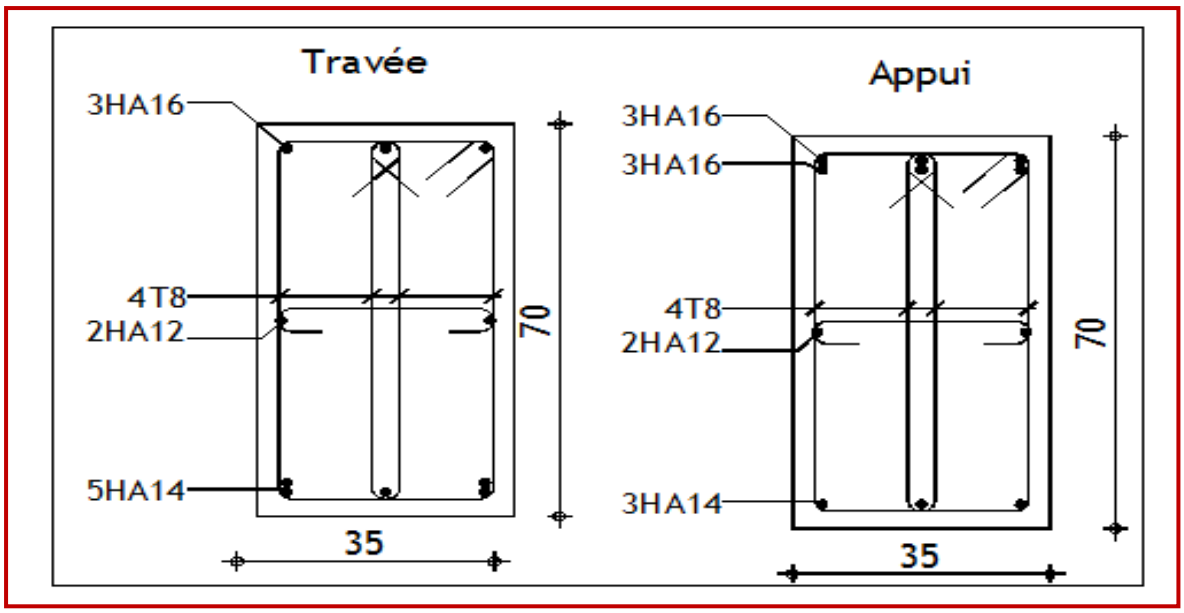


Figure VI.7 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires (35*70) d'étage.

VI.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

VI.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

A. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ \text{cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

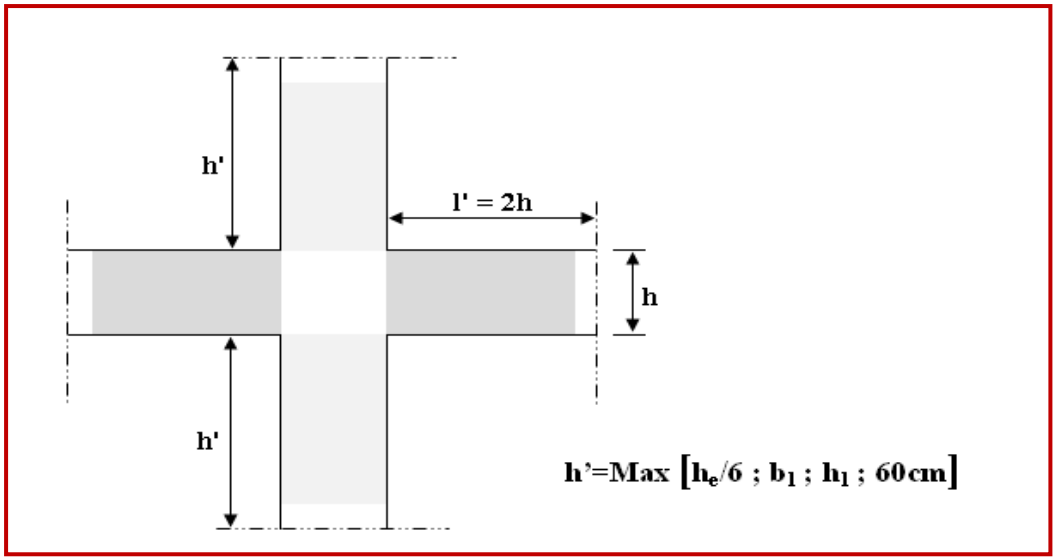


Figure VI.8 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 4\%$$: En zone courante

$$0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage. ; h'=60cm

B. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ 1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

❖ 2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

❖ 3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

C. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2=\frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000\,.\,h}$$

Avec :

- ✓ $\phi=\frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}}=2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha=\frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}}=\frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

D. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

❖ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

Tableau VI.17 : Corrections des moments dans les poteaux circulaire d'escalier à l'ELU.

Niveau	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	A (cm²)	Amin (cm²)	A choisi (cm²)
terrasse	POT C 65	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-117.86	-7.23	4.79	**8.20**	29.86	6 HA 20 + 6HA 16 =**30.91**
4eme	POT C 65	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-109.70	7.47	-6.86	**8.20**	29.86	6 HA 20 + 6HA 16 =**30.91**
3eme	POT C 70	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-211.16	303.73	70.51	**38.00**	34.64	8 HA 20 + 6HA 16 = **37.20**
2eme	POT C 70	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	-545.75	55.37	304.95	**45.80**	34.64	16HA20=**50.27**
1er	POT C 75	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	-937.54	53.71	348.91	**45.70**	39.76	16HA20=**50.27**
RDC	POT C 75	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-2447.23	11.09	9.79	**43.02**	39.76	16HA20=**50.27**

Tableau V.18 : Corrections des moments dans les poteaux circulaire à l'ELU.

etages	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	A (cm²)	Amin (cm²)	A choisi (cm²)
terrasse	POT C 55	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-380.74	-3.17	2.97	**9.50**	21.37	8HA 20 = **25.13**
4eme	POT C 55	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-799.49	-7.34	2.71	**20.00**	21.37	5 HA20+4HA 16 = **23.75**
3eme	POT C 60	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdX	48.1	91.65	307.05	**33.20**	25.43	12HA20=**37.70**
2eme	POT C 60	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdX	-1084.87	22.00	-291	**32.43**	25.43	12HA20=**37.70**
1er	POT C 65	Nmin --> Mcorr	G+Q+EdX	-1104.08	35.00	-233.53	**45.30**	29.84	16HA20=**50.27**
RDC	POT C 65	Nmin --> Mcorr	G+Q+EdX	-1142.34	5.28	-173.51	**45.02**	29.84	16HA20=**50.27**

Tableau VI.19: Corrections des moments dans les poteaux carrés à l'ELU.

etages	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	A (cm^2)	Amin (cm^2)	A choisi (cm^2)
terrasse	POT 50*50	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-332.37	-23.10	-24.24	**11.20**	22.5	12 HA 16 =**24.13**
4eme	POT 50*50	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-760.40	-27.17	-18.90	**19.80**	22.5	12 HA 16 =**24.13**
3eme	POT 55*55	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-929.91	-39.30	-19.74	**13.80**	27.22	4 HA 20 + 8HA 16 =**28.65**
2eme	POT 55*55	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	-1064.89	-189.03	-220.26	**23.44**	27.22	4 HA 20 + 8HA 16 =**28.65**
1er	POT 60*60	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-1236.78	-217.30	-289.08	**26.02**	32.40	8 HA 20 + 4 HA 16 =**33.18**
RDC	POT 60*60	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-1563.52	-133.29	-3.29	**26.20**	32.40	8 HA 20 + 4 HA 16 =**33.18**

E. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.20: vérification des armatures à ELS des poteaux circulaire d'escalier.

etages	Section	Nser (kN)	Mx (kN.m)	As ($cm^{2)}$	fiss	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
terrasse	POT C 65	71.33	-38.14	**30.91**	pré	**1.40**	13.6	19.4	**15.00**	201.63
4eme	POT C 65	189.78	-18.91	**30.91**	pré	**1.10**	0.4	15.9	**15.00**	201.63
3eme	POT C 70	1292.46	160.90	**37.20**	pré	**7.20**	11	103.2	**15.00**	201.63
2eme	POT C 70	714.96	47.38	**50.27**	pré	**2.60**	0	38.3	**15.00**	201.63
1er	POT C 75	729.23	-21.26	**50.27**	pré	**1.80**	0	26.6	**15.00**	201.63
RDC	POT C 75	840.45	-12.98	**50.27**	pré	**1.80**	0	27.1	**15.00**	201.63

Préj : préjudiciable.

Peu : peu nuisible.

Tableau VI.21 : vérification des armatures à ELS des poteaux circulaire.

etages	Section	Nser (kN)	Mx (kN.m)	As ($cm^{2)}$	fiss	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
terrasse	POT C 55	-279.04	-2.40	**25.13**	pré	**1.10**	0.00	16.4	**15.00**	201.63
4^{eme}	POT C 55	-518.43	-5.41	**23.75**	pré	**2.20**	0.00	32.10	**15.00**	201.63
		-559.02	-34.42	**37.70**	pré	**2.90**	0.00	42.00	**15.00**	201.63
2^{eme}	POT C 60	-533.22	2.37	**37.70**	pré	**1.60**	0.00	23.70	**15.00**	201.63
1^{er}	POT C65	-712.06	-3.80	**50.27**	pré	**1.90**	0.00	28.00	**15.00**	201.63
RDC	POT C65	-154.54	-45.44	**50.27**	pré	**1.60**	0.00	22.10	**15.00**	201.63

Tableau VI.21 : vérification des armatures à ELS des poteaux carrée.

etages	Section	Nser (kN)	Mx (kN.m)	As ($cm^{2)}$	fiss	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
terrasse	POT 50*50	-243.72	-17.57	**24.13**	pré	**1.30**	0.00	8.30	**15.00**	201.63
4eme	POT 50*50	-554.32	-13.64	**24.13**	pré	**1.90**	0.00	29.90	**15.00**	201.63
3eme	POT 55*55	-812.58	-14.22	**28.65**	pré	**1.90**	0.00	38.90	**15.00**	201.63
2eme	POT 55*55	-1090.8	-10.81	**28.65**	pré	**1.40**	0.00	52.80	**15.00**	201.63
1er	POT 60*60	-1167.43	-12.71	**33.18**	pré	**1.30**	0.00	47.40	**15.00**	201.63
RDC	POT 60*60	-1049.14	-2.43	**33.18**	pré	**1.00**	0.00	44.10	**15.00**	201.63

VI.3.2. Détermination des armatures transversales :

A. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

B. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ Selon le CBA93 :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

❖ Selon le RPA.99 version 2003 : [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ i = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

C. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau VI.22 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux carre.

Section	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
50*50	-115.52	**0.486**	23.14	0.075	1.875	3.26	Oui
55*55	187.503	**0.649**	21.03	0.075	1.875	3.26	Oui
60*60	187.49	**0.543**	19.28	0.075	1.875	3.26	Oui

Tableau V.23 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux circulaire.

Section cercle	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
55	-115.67	**0.400**	21.03	0.075	1.875	3.26	Oui
60	162.96	**0.472**	19.28	0.075	1.875	3.26	Oui
65	184.32	**0.453**	17.80	0.075	1.875	3.26	Oui

Tableau V.24 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux circulaire d'escalier.

Section cercle	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
65	-152.03	**0.374**	17.80	0.075	1.875	3.26	Oui
70	-316.75	**0.670**	16.52	0.075	1.875	3.26	Oui
75	-283.13	**0.521**	15.42	0.075	1.875	3.26	Oui

D. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ Selon le CBA93 :

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

  - ➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- Et : $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ Selon le RPA99 version 2003 :

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

  - ➢ $A_t = n_t.a_t$

  - ➢ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 & \text{dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone III.
  - Dans la zone courante: $St \leq$ Min $(b/2, h/2, 10\phi_l)$ en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t * b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ application des recommandations.

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400M

Tableau VI.25 : les armatures transversales et leurs espacements.

Section	V_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St RPA	St CBA	St_{finale}	Choix
50*50	-115.52	**3.01**	6.68	2.50	20.06	courante	21	33.30	15	**6φ8**
						nodale	14	33.30	10	**6φ8**
55*55	187.503	**3.01**	6.07	2.50	18.24	courante	21	28.80	15	**6φ8**
						nodale	14	28.80	10	**6φ8**
60*60	187.49	**3.01**	5.56	2.50	16.72	courante	21	24.30	15	**6φ8**
						nodale	14	24.30	10	**6φ8**

Tableau V.26 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux circulaire.

Section	V_u (kN)	A_t (mm^2	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St RPA	St CBA	St_{finale}	Choix
55	-115.67	**3.01**	6.07	2.50	18.24	courante	21	33.3	15	**6φ8**
						nodale	14	33.3	10	**6φ8**
60	162.96	**3.01**	5.56	2.50	16.72	courante	21	28.8	15	**6φ8**
						nodale	14	28.8	10	**6φ8**
65	184.32	**3.01**	5.13	2.50	15.43	courante	21	24.3	15	**6φ8**
						nodale	14	24.3	10	**6φ8**

Tableau VI.27 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux circulaire d'escalier.

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St RPA	St CBA	St_{finale}	Choix
65	-152.03	**3.01**	5.13	2.50	15.43	courante	21	33.30	15	**6φ8**
						nodale	14	33.30	10	**6φ8**
70	-316.75	**3.14**	4.77	3.75	14.95	courante	21	28.80	15	**4HA10**
						nodale	14	28.80	10	**4HA10**
75	-283.13	**4.71**	4.45	3.75	20.93	courante	21	24.30	15	**6HA10**
						nodale	14	24.30	10	**6HA10**

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :**

Tableau VI.28 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
50*50	courante	0.401	Oui
	nodale	0.602	Oui
55*55	courante	0.364	Oui
	nodale	0.547	Oui
60*60	courante	0.334	Oui
	nodale	0.501	Oui

Tableau VI.29: Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
55	courante	0.364	Oui
	nodale	0.547	Oui
60	courante	0.334	Oui
	nodale	0.501	Oui
65	courante	0.308	Oui
	nodale	0.463	Oui

Tableau VI.30 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
65	courante	0.308	Oui
	nodale	0.463	Oui
70	courante	0.300	Oui
	nodale	0.449	Oui
75	courante	0.418	Oui
	nodale	0.628	Oui

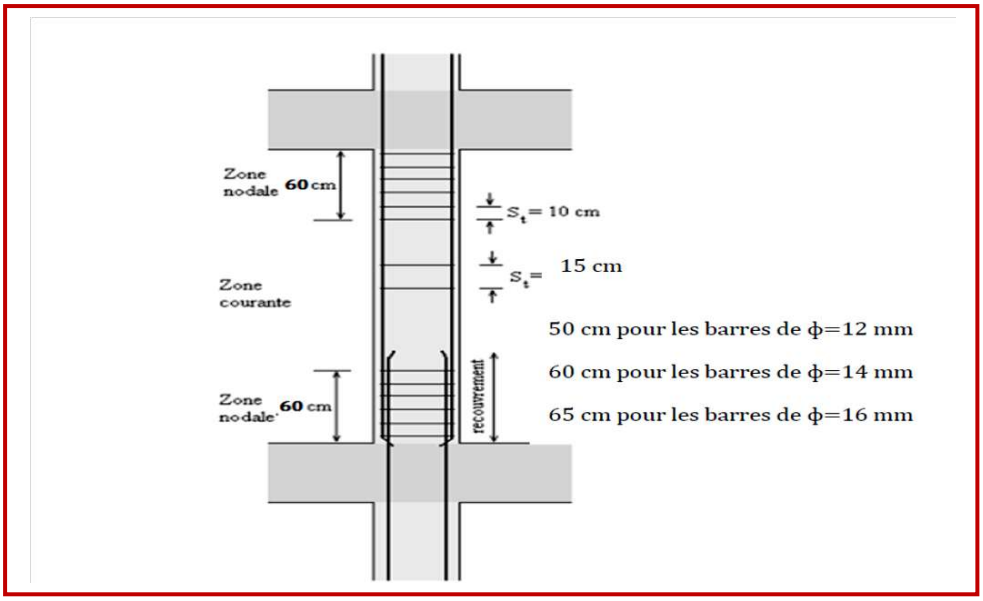


Figure VI.9 : Disposition des armatures pour les poteaux

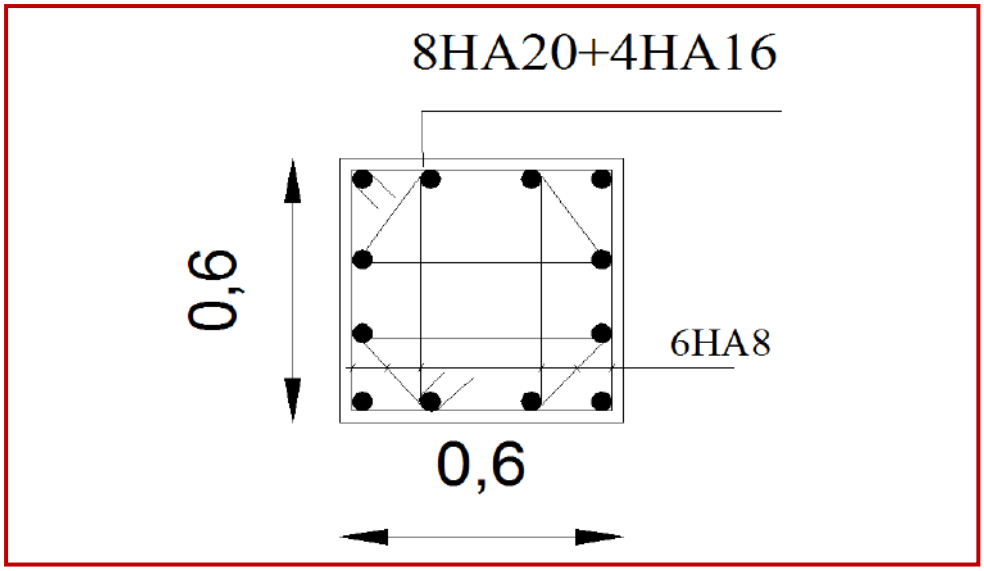


Figure VI.10 : Ferraillage des poteaux carrée RDC et 1er étage.

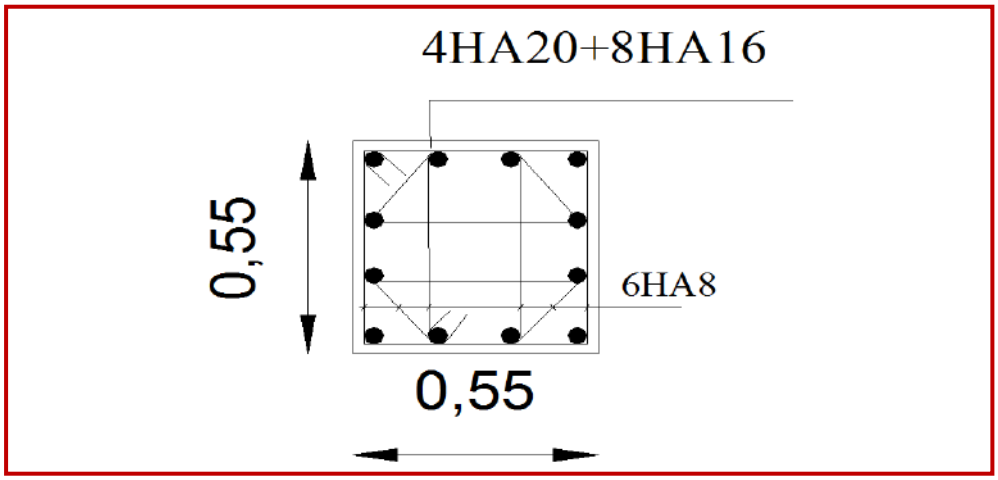


Figure VI.11 : Ferraillage des poteaux carrés 2eme et 3eme étage.

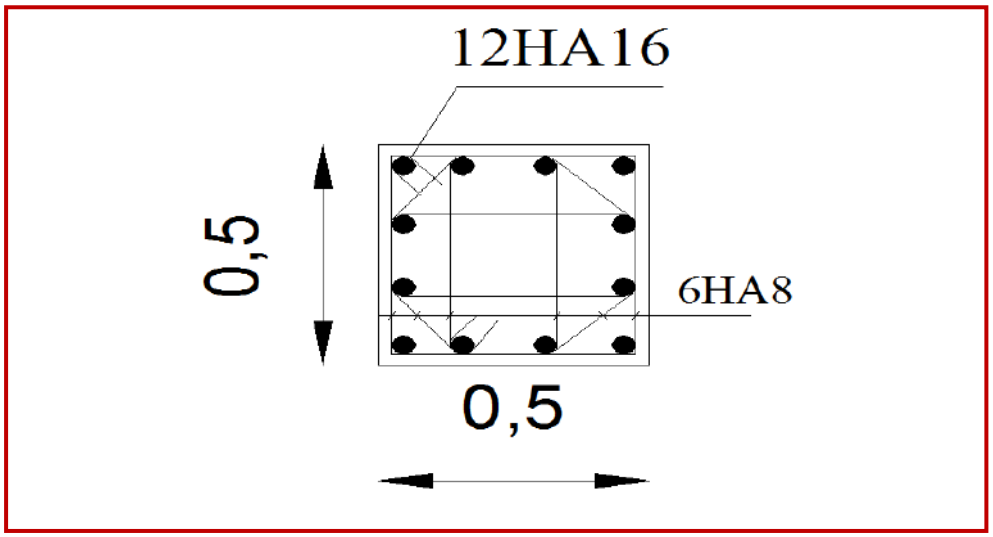


Figure VI.12 : Ferraillage des poteaux carrés 4eme et 5eme étage.

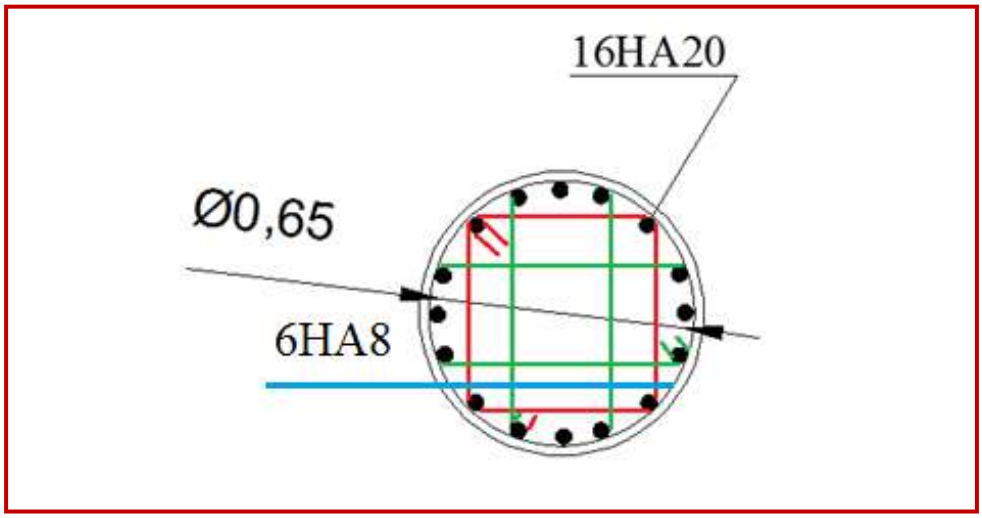


Figure VI.13 : Ferraillage des poteaux circulaires RDC et 1er étage.

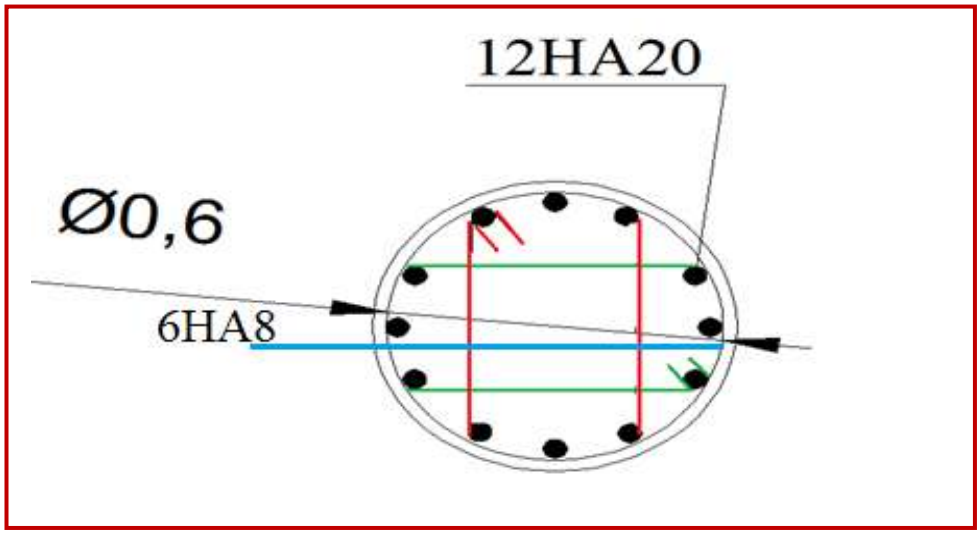


Figure VI.14 : Ferraillage des poteaux circulaires 2eme et 3eme étage.

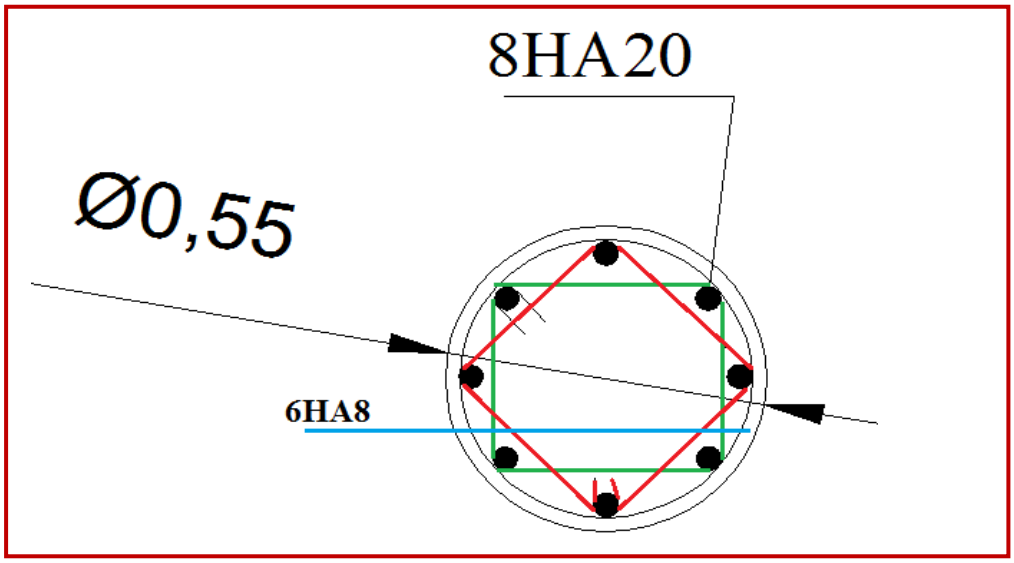


Figure VI.15 : Ferraillage des poteaux circulaires 4eme et 5eme étage.

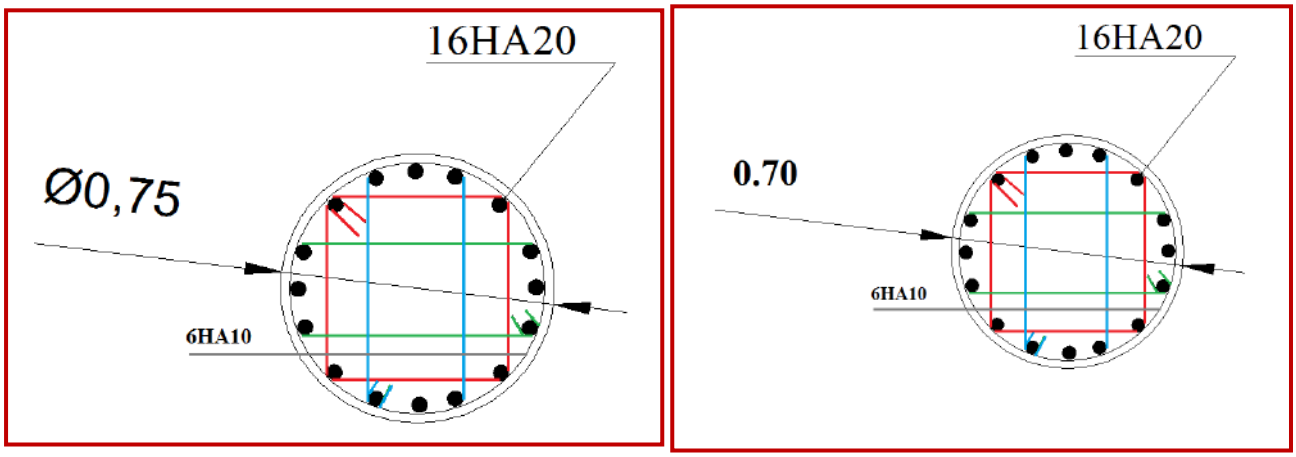


Figure VI.16 : Ferraillage des poteaux circulaires d'escalier.RDC, 1er ,2eme et 3eme étage

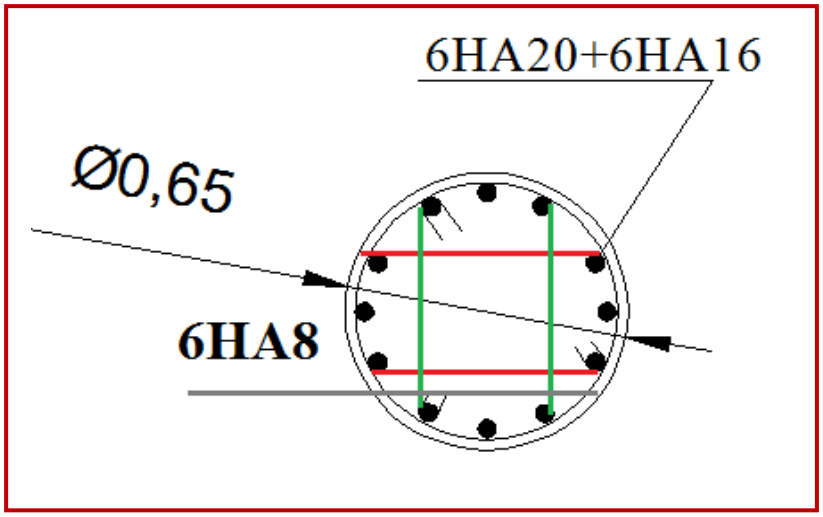


Figure VI.17 : Ferraillage des poteaux circulaires d'escalier 4er ,5eme étage

VI.4.Ferraillage des voiles :

VI.4.1.Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI.4.2.Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

VI.4.3.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A. Aciers verticaux : [1] ►► [Art 7.7.4.1] ◄◄

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

B. Aciers horizontaux : [1] ►► [Art 7.7.4.2] ◄◄

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile.

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

C. Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

VI.4.4.Calcul du ferraillage:

VI.4.4.1.Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

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

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseurs suivantes :

e = 17cm

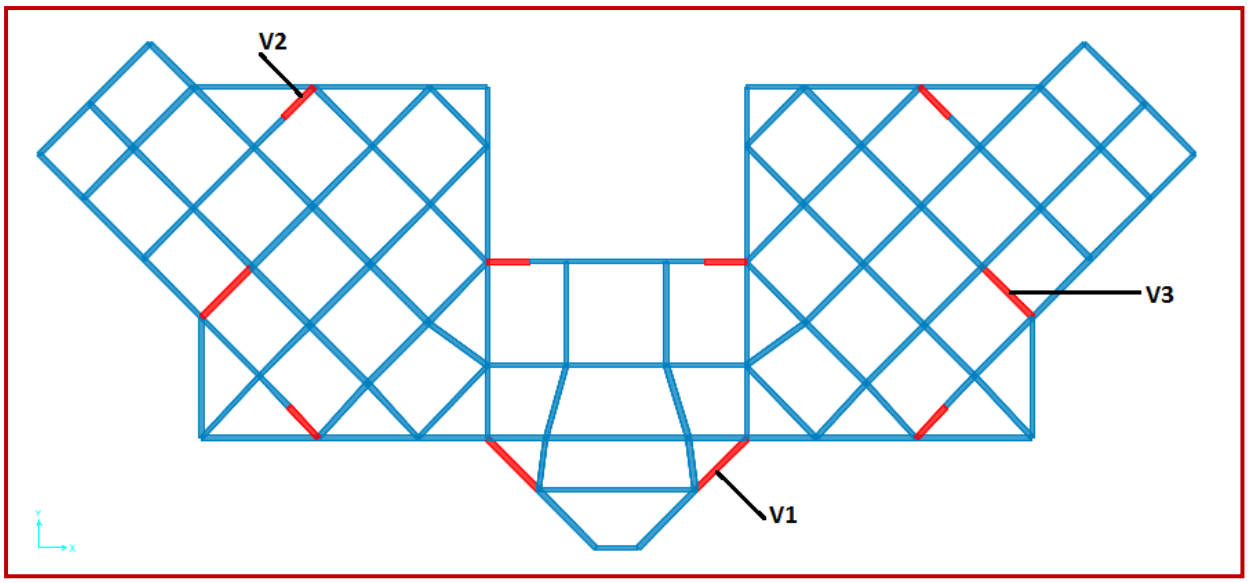


Figure VI.18 : types de voile

A. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".
Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.4.1. Recommandations des règlements :

A. Armatures verticales :

❖ **Selon le CBA 93[2] :**

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :
✓ a = l'épaisseur du voile
✓ b = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ [1] :**

$A_v = 0.2\%B_t$ dans la section tendue du voile.
$A_v = 0.15\%B$ dans la section globale du voile.
$A_v = 0.10\%B$ dans la section courante.
Avec :
✓ B : section du voile.
✓ a : épaisseur du voile.
✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

B. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93[2]:**

Diamètre maximal des armatures horizontales : $\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4 V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Avec :

- ✓ $\boldsymbol{\tau_b}$**:** Contrainte de cisaillement.
- ✓ $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h : section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h : hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003[1]:**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq$ min [1.5a; 30cm]

C. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

VI.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v(\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} \ (\text{zone d'extrémité}) \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

- **voile pleine**

Tableau VI.31 : Les armatures verticales des voiles V1, V2.

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC ET 1er	V_1	17*420	790.9	740.21	ACC	**17.50**	**15**	**7.5**	**2*(33HA 12 =37.32)**
	V_2	17*245	936.42	569.05	ACC	**10.50**	15	**7.5**	**2*(21HA 12 =23.75)**
	V_3	17*410	2344.34	4340.51	ACC	**13.76**	15	**7.5**	**2*(32HA 12 =36.19)**
2em Et 3eme	V_1	17*420	1448.33	2581.04	ACC	**17.50**	15	**7.5**	**2*(33HA 12 =37.32)**
	V_2	17*245	1763.38	2069.20	ACC	**10.50**	15	**7.5**	**2*(21HA 12 =23.75)**
	V_3	17*410	2064.87	2210.21	ACC	**15.52**	15	**7.5**	**2*(32HA 12 =36.19)**
4eme Et 5eme	V_1	17*420	2010.82	5149.02	ACC	**17.50**	15	**7.5**	**2*(33HA 12 =37.32)**
	V_2	17*245	3597.52	3165.36	ACC	**13.00**	15	**7.5**	**2*(21HA 12 =23.75)**
	V_3	17*410	823.54	883.48	ACC	**6.94**	15	**7.5**	**2*(32HA 12 =36.19)**

Tableau .VI.32 : vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

Niveau	voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}^{RPA} (cm^2)	A_{Min}^{CBA} (cm^2)	Vérification
RDC ET 1er	V_1	17*420	**2*(33HA 12 =37.32)**	**10.71**	**7.14**	Oui
	V_2	17*245	**2*(21HA 12 =23.75)**	**6.24**	**4.16**	Oui
	V_3	17*410	**2*(32HA 12 =36.19)**	**10.45**	**6.97**	Oui
2em Et 3eme	V_1	17*420	**2*(33HA 12 =37.32)**	**10.71**	**7.14**	Oui
	V_2	17*245	**2*(21HA 12 =23.75)**	**6.24**	**4.16**	Oui
	V_3	17*410	**2*(32HA 12 =36.19)**	**10.45**	**6.97**	Oui
4eme Et 5eme	V_1	17*420	**2*(33HA 12 =37.32)**	**10.71**	**7.14**	Oui
	V_2	17*245	**2*(21HA 12 =23.75)**	**6.24**	**4.16**	Oui
	V_3	17*410	**2*(32HA 12 =36.19)**	**10.45**	**6.97**	Oui

B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .VI.33: Vérification des armatures a ELS des voiles plains.

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (Mp)	$\overline{\sigma_b}$ (Mp)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC ET 1er	V_1	17*420	1649.33	-76.22	**31.67**	2.10	**15**	**32.20**	201.63	Oui
	V_2	17*245	1252.14	-49.34	**19.23**	2.80		**42.70**		
	V_3	17*410	2237.67	-206.18	**36.19**	2.76		**47.41**		
2em Et 3eme	V_1	17*420	1166.42	-72.54	**31.67**	1.50	**15**	**23.20**	201.63	Oui
	V_2	17*245	896.91	-49.47	**19.23**	2.10		**31.40**		
	V_3	17*410	1459.93	708.74	**36.19**	2.85		**17.54**		
4eme Et 5eme	V_1	17*420	569.35	22.62	**31.67**	0.70	**15**	**11.00**	201.63	Oui
	V_2	17*245	449.64	-44.61	**19.23**	1.10		**17.00**		
	V_3	17*410	666.22	547.78	**36.19**	1.17		**2.77**		

VI.4.4.2.Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.

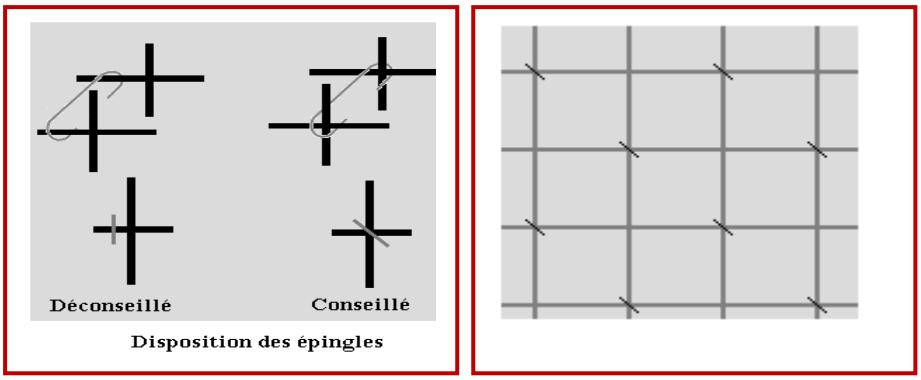


Figure V.19 : Les armatures transversales et les épingles

Pour les deux blocs A et B, toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=65 cm

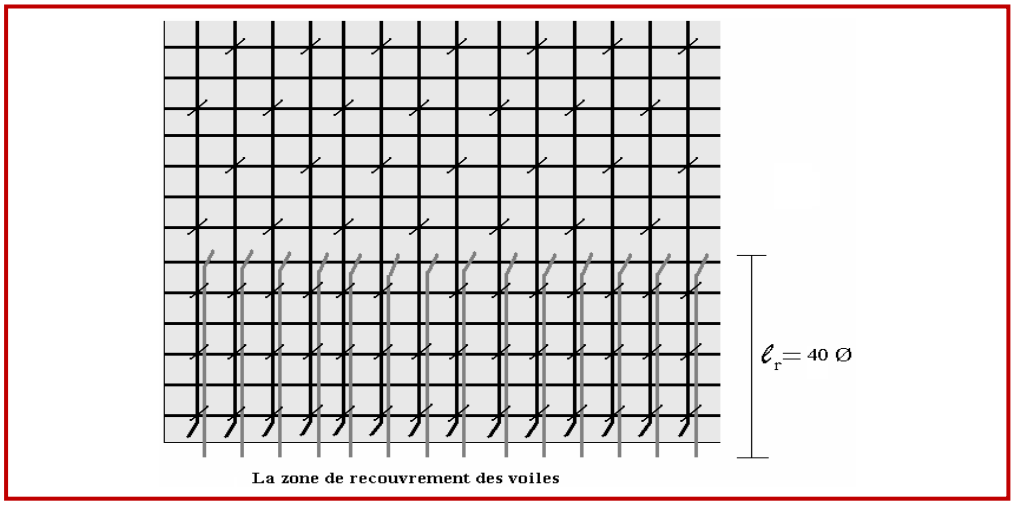


Figure VI.20 : La zone de recouvrement des voiles.

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1{,}4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0{,}2\, f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau VI.34 : Vérification a l'effort tranchant des voiles (V1. V2).

Niveau	voile	e(cm)	h (cm)	V(KN)	τb (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Stadopté e (cm2)	Achoisie (cm2)
RDC ET 1er	V_1	17	329	537.16	**0.149**	5	**15**	2*(22 HA 10 = **17.28)**
	V_2	17	334	367.16	**0.100**	5	**15**	2*(23HA10=**18.06)**
	V_3	17	334	1139.01	**0.312**	5	**15**	2*(23HA10=**18.06)**
2em Et 3eme	V_1	17	329	957.83	**0.266**	5	**15**	2*(22 HA 10 = **17.28)**
	V_2	17	334	767.38	**0.210**	5	**15**	2*(23HA10=**18.06)**
	V_3	17	334	751.34	**0.205**	5	**15**	2*(23HA10=**18.06)**
4eme Et 5eme	V_1	17	329	1261.44	**0.350**	5	**15**	2*(22 HA 10 = **17.28)**
	V_2	17	334	884.61	**0.242**	5	**15**	2*(23HA10=**18.06)**
	V_3	17	334	264.92	**0.072**	5	**15**	2*(23HA10=**18.06)**

VI.4.4.3. Armatures horizontales :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : $At=2.at=2.\pi\phi_t^2/4=1.00cm^2$, $\phi t=8$ mm.

L'espacement St des aciers horizontaux : $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u-0.3*f_{t28}*K)}$

- $K=1+3(\sigma_{cm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec compression.
- $K=1-10(_{\sigma tm}/ _{fcj})$ en flexion composée avec traction.

- $\sigma_{cm}=N_c/B$, $\sigma_{tm}=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction B=L*a : section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min } [0.9d, 40cm] \ \textbf{[2]} \\ St \leq \min (1{,}5a, 30cm) \quad \textbf{[1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄} \end{cases}$

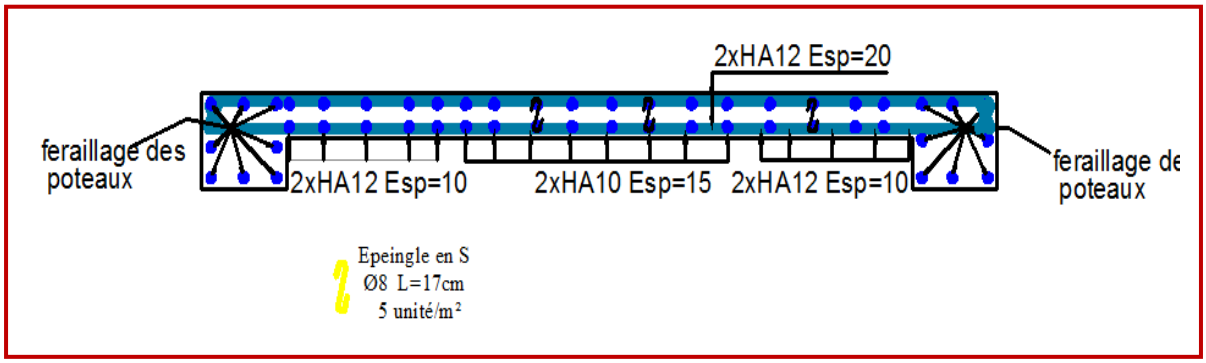


Figure VI.21 : Ferraillage de voile.

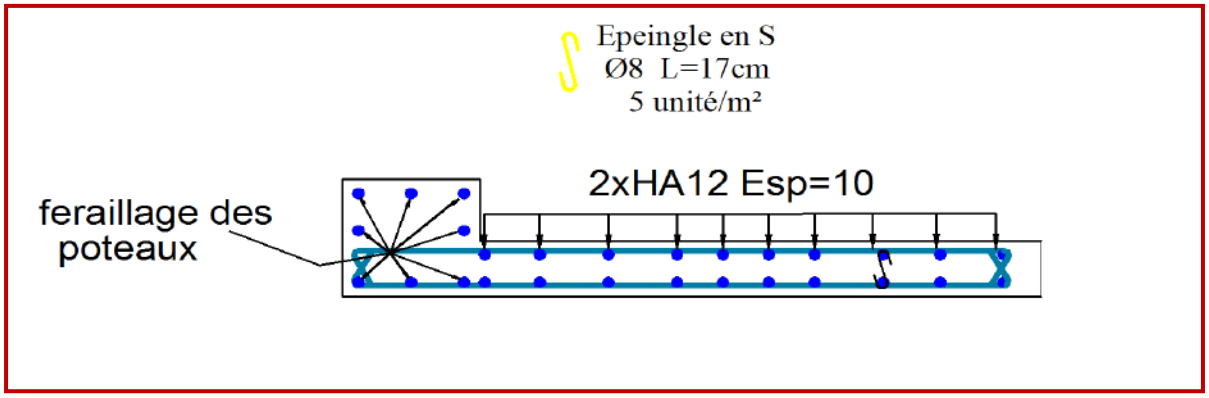


Figure VI.22 : Ferraillage de voile.

VI.1 INTRODUCTION :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.2 ETUDE DES FONDATIONS :

➢ **Définition:**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2.1 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars , Il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment

➔ $\frac{S_s}{S_b} < 50\%.$

La surface de la semelle est donnée par ➔ $S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$

Avec :

$N = N_G + N_Q$ $\overline{\sigma_{sol}}$ =2 bars = 20 KN/ m^2

Tableau récapitulatif des sections des semelles filantes pour les deux sens :

Sens longitudinal			Sens transversal		
File	$N_G + N_Q$	S_s	**File**	$N_G + N_Q$	S_s
A	112406.21	216.22	**1**	10224.5	54.25
C	9122.46	64.78	**2**	11952.35	102.25
D	6285.19	55.36	**3**	10961.82	106.74
E	13102.83	93.20	**4**	8061.61	65.12
F	13529.37	106.55	**5**	4271.56	28.51
G	7288.72	45.32	**6**	3214.27	22.15
H	9182.10	40.36	**7**	3840.15	10.72
TOTALE	170916.88	621.79	**TOTALE**	60498.08	389.74

$S_s = 621 + 389.74$ ➔ $S_s = 1011.53 m^2$

$0.5S_b = 0.5 \times 1286.85$ ➔ $0.5S_b = 643.43 m^2$

$\frac{S_s}{S_b} \succ 50\%$ ➔ $\frac{1011.53}{1286.85} = 0.78 \succ 0.50$

$S_s > 0.5S_b$ Condition non vérifiée, alors il est préparateur d'opter pour un **radier général**.

VI.3.RADIER GENERAL :

VI.3.1.introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince, mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux

VI.2.2 Pré dimensionnement du radier :

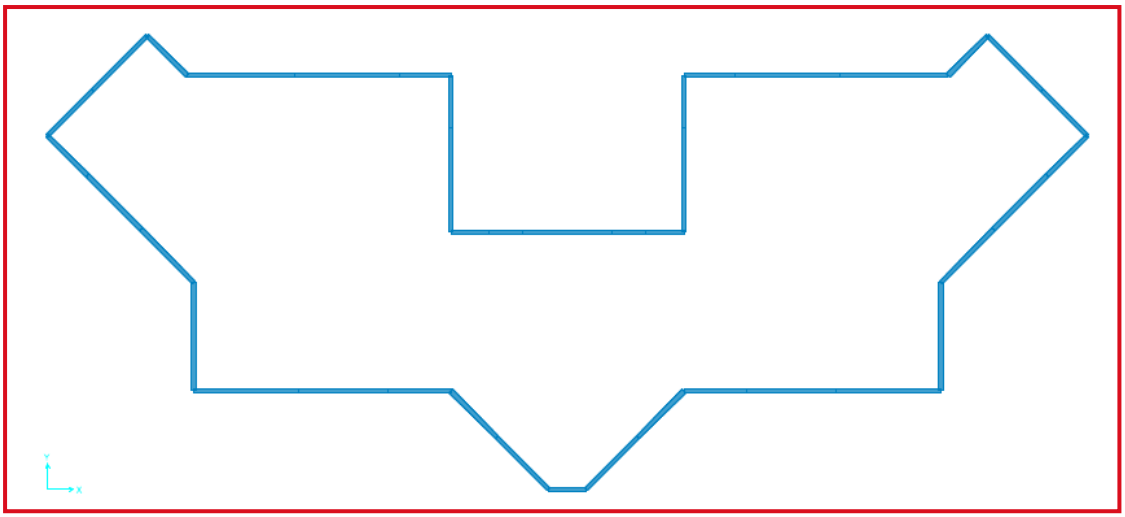


Figure VII.1 Vue en plan de la surface du bâtiment

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivant :

a) Condition forfaitaire :

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{605}{20} = \frac{605}{20} = 30.25cm$$

On adopte : h=35cm

Avec:

L_{max}: La plus grande portée de la dalle.

b)Condition de cisaillement:

-on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{cj}}{\gamma_b} = 1.17MPa$$

$$T_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L'effort normal ultime revenant au radier est : N_u=231414.96 *(KN)*

La surface totale du radier est S=1374.29 (m^2)

L_{max}=6.05m ; b=1m

Donc : $T_u = \frac{231414.96}{1374.29} \times \frac{6.05}{2} = 509.37$ *KN/m*

et $d \geq \frac{T_u}{bx\bar{\tau}_u} = 0.435m$ Donc : $h \geq \frac{d}{0.9} = 0.483m$

Le choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées si avant nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 35cm.

✓ **Conclusion:**

Nous prenons h = 50 cm avec un enrobage e= 5 cm.

d) La surface minimale du radier :

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$ ➔ $\overline{\sigma_{sol}} = \frac{N}{S_s}$ a la base du bâtiment

$\frac{N}{S_s} = \frac{N_{radier} + N_{batiment}}{S}$ ➔ $\frac{G_{radier} + G_{batiment} + Q}{S}$

Avec :

$S_{batiment} = 1286.85m^2$ C'est la surface du bâtiment.

$S_{radier} = 1374.29m^2$ C'est la surface du radier.

$N_{batiment} = 109296.62KN$

$N_{radier} = 13749KN$

$N_{batiment} + N_{radier} = 123045.62\ KN$

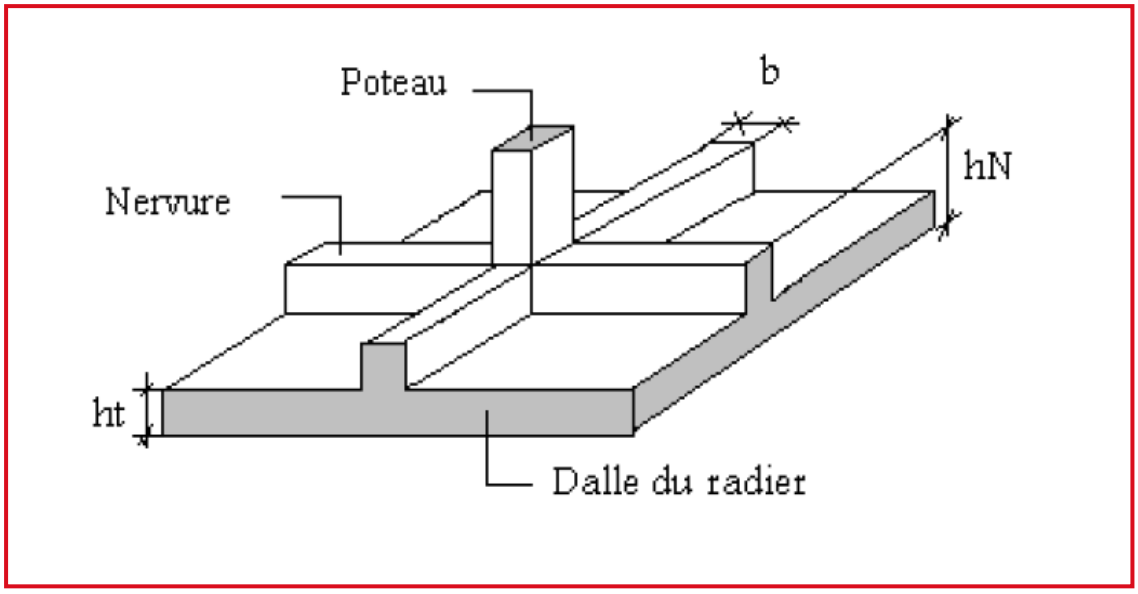
$d_{débord} \geq \max\left\{\frac{h}{2}, 30cm\right\}$ ➔ $d_{débord} = 0.6m$

$\left(\frac{N}{S} = 89.53KN/m^2\right) \leq \left(\overline{\tau_{sol}} = 200KN/m^2\right)$

VI.3.4.Pré dimensionnement des nervures :

a) hauteur des nervures :

$$h \geq \frac{L\max}{10} = \frac{605}{10} = 60.5 \Rightarrow h = 65cm$$



b) Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(*)$$

Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

E: Module de Young (*E=32164,20MPa*).

K: Coefficient de raideur du sol (*5.00N/cm* $^2 \leq K \leq$ *120 N/cm*^{2}).

I: Inertie de la section transversale $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de *h*:

$$h \geq \sqrt[4]{\frac{48 \,.\, L_{max}{}^4 \,.\, K}{\pi^4 \,.\, E}} = 0.93m.$$

✓ **Conclusion:**

Nous prenons : h = 95 *cm* ; b=60 *cm*

➢ **Résumé :**

- La hauteur de la dalle du radier h=50*cm*
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h = 95cm \\ b = 60cm \end{cases}$

VI.3.5.caractéristiques géométriques du radier :

a) Position du centre de gravité :

Après le calcul on trouve :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

$$\begin{cases} XG = 37.09 \\ YG = 17.41 \end{cases}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

b) L'inertie longitudinale :

$$I_X = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad I_Y = \frac{hb^3}{12}$$

$$\begin{cases} I_{XG} = I_X - y_G^2 \\ I_{yG} = I_y - X_G^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} I_{XG} = 486672939.8 \ m^4 \\ I_{yG} = 146643891.9 \ m^4 \end{cases}$$

VII.3.6.vérification de la stabilité du radier :

La radier est sollicité par un effort normal venant des charges et surcharges de la structure et par un moment de renversement qui résulte de l'action sismique, donc on doit vérifier les contraintes à la surface du radier.

Il faut vérifier la condition suivante : $\frac{Ms}{M_{ren}} \geq 1{,}5$

Ms : Moment stabilisateur.

M ren : Moment de renversement du aux forces sismiques.

Moment stabilisateur Ms.

La seule action qui stabilise le bâtiment contre le renversement est celle qui est due au poids de l'ouvrage

Moment de renversement Mrev.

Le moment de renversement résulte de l'action sismique

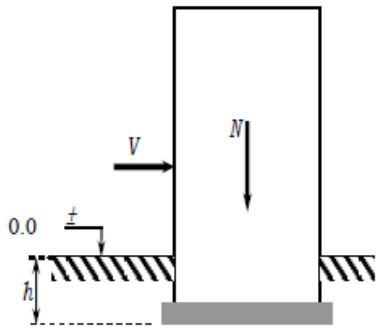
$$M_{ren}=M_{0+}Edh$$

Avec :

M0 : moment à la base de la structure

V0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'ancrage de la structure



M0, V0 sont tirés à partir du fichier SAP2000.

a) sens longitudinal :

$$Ms = N.Xg$$

Avec :

PT: poids de la structure y compris le poids du radier.

$N_{batiment}+ N_{radier}$=123045.62 KN

Yg : la position du centre de gravité.

AN:

Ms = 123045.62 x 37.09 = 4563762.04 KN.m

M0 = 150856.69 KN.m

Edx = 9538.95 KN

h = 2 m (profondeur de l'ancrage)

Mrev =169934.59 KN.m

$$\frac{Ms}{M_{ren}} = \frac{4563762.04}{169934.59} = 26.85 \geq 1{,}5$$

La condition est vérifiée.

b) sens transversal :

$$Ms = N.Yg$$

Avec :

PT: poids de la structure y compris le poids du radier.

$N_{batiment}$+ N_{radier}=123045.62 KN

Yg : la position du centre de gravité.

AN:

Ms = 123045.62 x 17.41 = 2142224.24 KN.m

Ms = 2142224.24KN.m
Edx = 9250.53KN
h = 2 m (profondeur de l'ancrage)

Mrev = 164796.53 KN.m

$$\frac{Ms}{M_{ren}} = \frac{2142224.24}{164796.53} = 12.99 \geq 1{,}5$$

La condition est vérifiée.

Conclusion:

Le rapport du moment stabilisant et du moment de renversement est supérieur à 1.5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

➢ Vérification des contraintes dans le sol :

a. Sollicitation du premier genre:

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\text{À l'ELS: } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{92258.50}{1374.85} = 67.10kN/m^2$$

$$\sigma_{ser} = 67.10kN/m^2 \prec \sigma_{sol} = 200kN/m^2$$

b. Sollicitation du second genre:

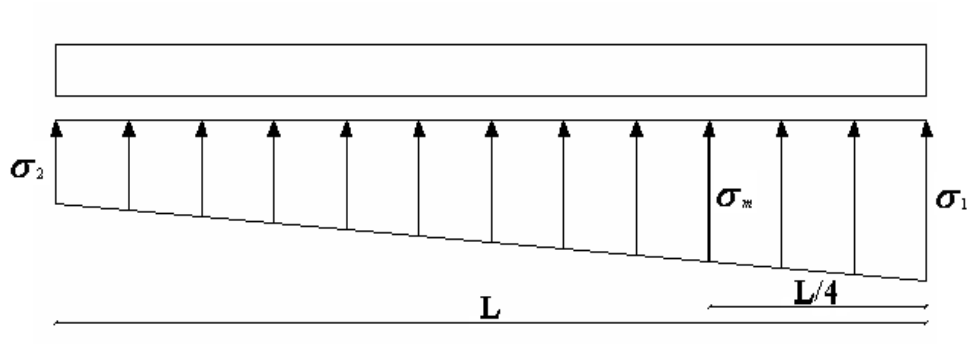
On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

M_r est le moment de renversement (M_r =169934.59 *kN.m*).



On vérifie que:

σ_1: Ne doit pas dépasser $1{,}5\sigma_{sol}$

σ_2: Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1{,}33\sigma_{sol}$

- **ELU:**

$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 123045.62$ kN

$\sigma_{sol} = 200$ kN/m^2

$1{,}33\ \sigma_{sol} = 266$ kN/m^2

TableauVII.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	92.86	86.19	91.19
Sens y-y	90.56	88.49	90.04
Vérification	$\sigma_1^{max}<1,5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \prec 1,33\sigma_{sol}$
Vérification	Oui	Oui	Oui

➢ ELS:

$N_{ser}=N_G+N_Q$ = 92258.50 *KN*

σ_{sol} =200*kN/m*^{2}

1,33 σ_{sol}=266 *kN/m*^{2}

TableauVII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	70.46	63.80	68.79
Sens y-y	68.17	66.09	67.65
Vérification	$\sigma_1^{max}<1,5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \prec 1,33\sigma_{sol}$
Vérification	Oui	Oui	Oui

✓ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

C. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

C.1. ELU:

$$\sigma_u = \sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = 91.19kN/m^2$$

C.2. ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = 68.79kN/m^2$$

➢ **Verification aux sous pressions:**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$W \geq Fs \cdot \gamma_w \cdot Z \cdot S$

Avec :

-W =79769.43 KN: poids total du bâtiment.

-Fs=1.5 : Coefficient de sécurité.

-γ_w =10(KN/m^3) : poids volumique de l'eau.

-Z : profondeur de l'infrastructure (h = 2 m).

- S=1374.29 (m^2) : surface du radier.

Donc :

$Fs \cdot \gamma_w \cdot Z \cdot S$ =41228.7<79769.43 KN.

Alors cette Condition est vérifiée**.**

VII.4. Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

a. Ferraillage de la dalle du radier :

Parce que les panneaux n'ayant pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

a.1) Détermination des efforts:

Ona: L_x=5.80 *m* ; L_y=6.05 *m*

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.80}{6.05} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow panneau\ travaillant\ suivant\ les\ deux\ directio$$

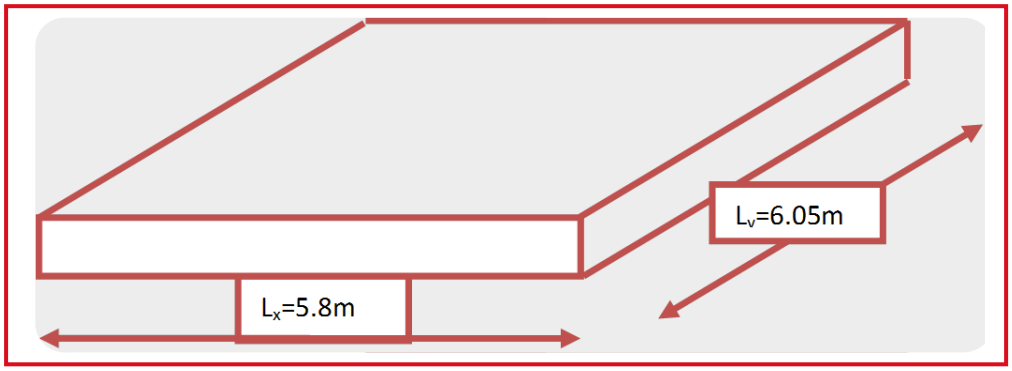


Figure VII.2 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

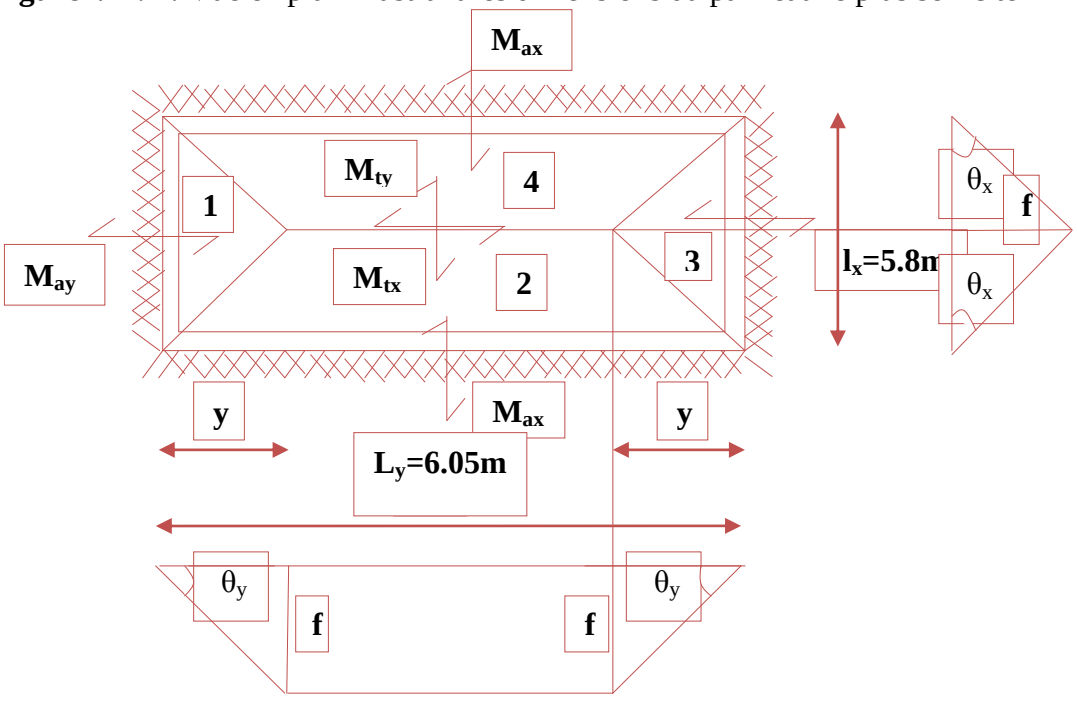


Figure VII.3 : Les lignes de ruptures dans le panneau.

➢ **Travail externe :**

$T_{ext}=T^1_{ext}+T^2_{ext}+T^3_{ext}+T^4_{ext}$

Avec : $T^2_{ext}= T^4_{ext}$; $T^1_{ext}= T^3_{ext}$

$$T^1_{ext} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right).$$

$$T^2_{ext}=2T_{ext}{}^{2''} + 2T_{ext}{}^{2'} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

Donc : $T_{ext} = q.f.(8.77 - 1.93.y)$

- **Travail interne :**

$M_{tx} = M_{ty} = M.$

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5M$

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + T_{int}^{4}.$$

Avec : $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$ et : $T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}.$$

$$T_{int}^{2} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f.$$

$$T_{int} = M.\left(\frac{8.7}{y} + 3.13\right) f$$

- **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow M$$

$$P_u = 0.98\ M_u \longrightarrow M_u = \frac{P_u}{0.98}$$

$$P_{ser} = 0.98 M_{ser} \longrightarrow M_{ser} = \frac{P_{ser}}{0.98}$$

a.2) Valeur de la pression sous radier:

- **ELU:**

$$q_u = \sigma_m^u.1m = 91.19kN/m$$

- **ELS:**

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser}.1m = 68.79kN/m$$

a.3) Calcul des moments:

- **ELU:**

$M0 = 93.05(KN.m)$

$$M_t = 0.85\,x\,M0 = 0.85 \times (93.05) = 79.09(KN.m)$$

$$M_a = 0.5\,x\,M_t = 0.5 \times 79.09 = 39.54(KN.m)$$

➢ **ELS:**

$M0 = 70.19\,(\text{KN.m})$

$Mt = 0.85\,\text{x}\,\text{M0} = 0.85\times(70.19) = 59.66(\text{KN.m})$

$M_a = 0.5\,\text{x}\,\text{M}_t = 0.5\times 59.66 = 29.83\,(\text{KN.m})$

a.4) Calcul du ferraillage:

b =100cm ; h=50cm ; e (enrobage)=5cm; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa

$d_x = h - e - \frac{\emptyset}{2}$ =43.4 *(cm)*, $d_y = d_x - \frac{\emptyset_x+\emptyset_y}{2}$ =42.6 *(cm)*,

TableauVII.4 : ferraillage des panneaux.

Sens	position	M_u *(kN.m)*	A_{min} *(cm²)*	A_{cal} *(cm²)*	A_{choisi} *(cm²)*	Esp *(cm)*
Sens x-x	En travée	79.09	**5.00**	5.40	5HA14=7.70	20
	Sur appuis	39.54	**5.00**	5.40	5HA14=7.70	20
Sens y-y	En travée	79.09	**5.00**	5.40	5HA14=7.70	20
	Sur appuis	39.54	**5.00**	5.40	5HA14=7.70	20

a.6) Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité:

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 5.00(cm^2)$

➢ **En travées :**

A=7.70 (cm^2) > 5.00 (cm^2)…… Condition vérifié.

➢ **Aux appuis**:

A=7.70 (cm^2) > 5.00 (cm^2)…… Condition vérifié.

2. Vérification de l'espacement:

➢ **En travées :**

$S_t = 20cm < Min[3h = 150cm; 33cm] = 33cm$ ….. Condition vérifié.

- **Aux appuis:**

$$S_t = 20cm < Min[3h = 150cm; 33cm] = 33cm$$

3. Vérification de l'effort tranchant:

- **Suivant L_x:** $\tau_{ux} = \dfrac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \dfrac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 181.91KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{181.91 \times 10^3}{1000 \times 434} = 0.419MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}16\,MPa$$ ….. Condition vérifié.

- **Suivant L_y:** $\tau_{uy} = \dfrac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1{,}16MPa$

$$V_{uy} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 179.52KN$$

$$\tau_u = \frac{179.52 \times 10^3}{1000 \times 426} = 0.421MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$$ ….. Condition vérifié.

-Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\,MPa$

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) xfe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 *MPa*

Tableau VII.5 : vérification des contraintes de L'ELS.

Sens	position	M_{ser} *(kN.m)*	A_s *(cm^2)*	σ_s *(Mpa)*	σ_b *(Mpa)*	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Sens x-x	En travée	59.66	7.70	18.61	1.62	Oui	Oui
	Sur appuis	39.54	7.70	9.31	0.80	Oui	Oui
Sens y-y	En travée	59.66	7.70	18.61	1.62	Oui	Oui
	Sur appuis	39.54	7.70	9.31	0.80	Oui	Oui

VII.5. Ferraillage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

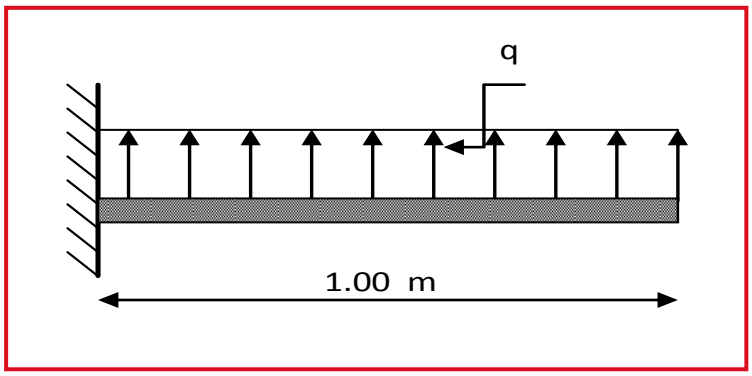


Figure VII.4 : Schéma statique du débord

b.1 .Evaluation des charges et surcharges :

- **E.L.U :** q_u = 91.19 *kN/ml* ⟶ Pour une bande de 1m.
- **E.L.S :** q_{ser} = 68.79 *kN/ml* ⟶ Pour une bande de 1m.

b.2-.Calcul des efforts :

- **E.L.U :**

$$M_u = \frac{q_u.L^2}{2} = 45.59\ kN.m$$

$$T_u = q_u.L = 91.19\ kN$$

- **E.L.S :**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}.L^2}{2} = 34.39\ kN.m$$

b.3.Ferraillage :

b.3.1. armatures longitudinales :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour 1m de largeur.

Avec : M_u=45.59 *KN.m*, b = 100 *cm*, h = 50 *cm*, d=45*cm*

Donc : $\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.016 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\overline{\sigma_s}} = 2.98cm^2$

-On adopte A_s=**5HA14=7.70 *cm*^{2}** (le même ferraillage que la dalle du radier).

Avec un espacement : esp = **20 *cm*** .

b.3.2.Armature de répartition :

$$\frac{A_S}{4} \le A_r \le \frac{A_S}{2} \quad \Rightarrow \quad 1.92\ cm^2 \le A_r \le 3.85\ cm^2$$

$$A_r = 3.93\ cm^2 = 5HA10; esp = 20cm.$$

b.4. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_S = 7.70cm^2 > A_S^{Min} = \frac{B}{1000} = 5.00\ cm^2 \text{.....Condition vérifié..}$$

2. Vérification de l'espacement:

- **Armatures longitudinales:**

$$S_t = 20\text{cm} < \text{Min}[3h = 150\text{cm}; 33\,\text{cm}] = 33\,\text{cm} \ldots\ldots \text{ Condition vérifié.}$$

- **Armatures de répartitions**:

$$S_t = 20\text{cm} < \text{Min}[4h = 200\text{cm}; 45\,\text{cm}] = 45\,\text{cm} \ldots\ldots \text{ Condition vérifié.}$$

3. Vérification de l'effort tranchant:

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.35MPa \le \tau_{adm}$ = min (0,1f_{c28} ,4 *MPa*)=2.5 *MPa*…… Condition vérifié.

-Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Vérification des contraintes à l'ELS:

-La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

$$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$$

$\sigma_s \le \overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) xfe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 *MPa*

TableauVII.6 : Vérification des contraintes de L'ELS.

M_{ser} *(KN.m)*	A_s *(cm^2)*	σ_{bc}*(MPa)*	σ_s*(MPa)*	Vérification
34.39	7.7	0.82	9.49	Oui

VII.4.Ferraillage des nervures:

- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h = 95cm \\ b = 60cm \end{cases}$

C.1. Calcul des efforts :

La poutre la plus chargée est celle intermédiaire :

- Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode de CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

- Conditions d'application:

-le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre

" 0.8 " et " 1.25 "…… Condition non vérifié.

- La fissuration doit être peu nuisible……. Condition non vérifié.

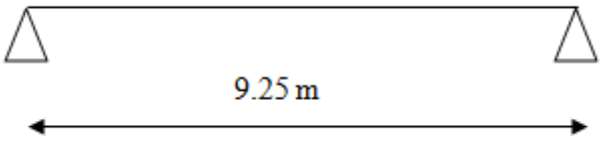


Figure VII.5 : poutre continue

1) ELU :

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes de L'ELS.

Travée	M_0 *(kN.m)*	M_t *(kN.m)*	M_ω *(kN.m)*	M_e *(kN.m)*	T_ω *(kN)*	T_e *(kN)*
A-B	347.25	277.78	69.45	69.45	179.42	-179.42

2) ELS

Tableau VII.9 : Vérification des contraintes de L'ELS.

Travée	M_0 *(kN.m)*	M_t *(kN.m)*	M_ω *(kN.m)*	M_e *(kN.m)*
A-B	257.22	205.77	51.44	51.44

C.2. Calcul du ferraillage :

-EN travée :

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h).

-sur appuis :

$M_0 < M_t$, d'où l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) .

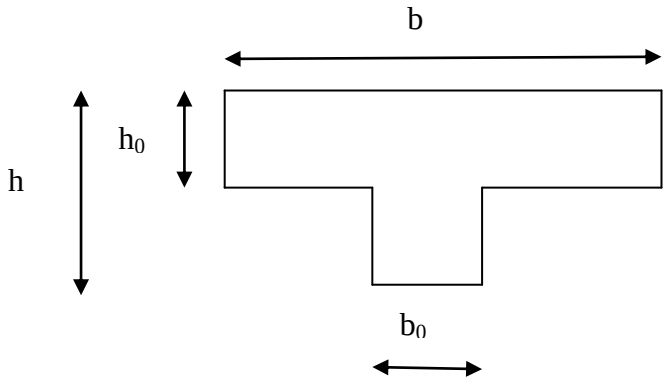


Figure VII.6 : la forme de la nervure du radier

Tableau VII.10 : calcul le ferraillage.

	M_u (KNm)	A_s^{cal} (cm^2)	A' (cm^2)	A_s^{min} RPA (cm^2)	A_s^{adop} (cm^2)
Travée	277.78	9.06	0	28.50	10HA20=31.42
Appuis	69.45	5.85	0	28.50	10HA20=31.42

C.5- Calcul des armatures de peau:

Dans les poutres de grande hauteur, on dispose des armatures le long de chaque parement parallèlement à la fibre moyenne. Leurs section est d'au moins 3 cm2/ml de parement.

$$A_p = 3 cm^2/m \times 0.95 = 2.85 cm^2$$

Par paroi on prend :

$4HA12 = 4.52 cm^2$ (Fissuration préjudiciable).

C.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

En travées : A=31.42 (cm^2) > 28.50 (cm^2)…… Condition vérifié.

Aux appuis: A=31.42 (cm^2) > 28.50 (cm^2)…… Condition vérifié.

2. Contrainte tangentielle:

On doit vérifier:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2{,}5\text{MPa}\,;\,4\text{MPa}\right] = 2{,}50\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{179.42x10^3}{600x900} = 0.332\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2{,}50\,\text{MPa}$$

1. Vérification des contraintes normale à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau VII.11 : vérification des contraintes de L'ELS

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	205.77	31.42	**2.81**	15	**82.05**	202	Oui
Appuis	51.44	31.42	**0.50**	15	**5.89**	202	Oui

C.4. Détermination des armatures transversales :

✓ **D'après CBA 93**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

✓ **Selon le RPA 99V2003**

$$\begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003.b} \\ S_t \le Min\left(\dfrac{h}{4};\ 12\varphi\right) & \text{zone nodale} \\ S_t \le \dfrac{h}{2} & \text{zone courante} \end{cases}$$

Tableau VII.12 : calcul des armatures transversales.

		CBA 93		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u *(Mpa)*	S_t *(cm)*	A_t *(cm^2)*	S_t (ZN) *(cm)*	S_t (ZC) *(cm)*	At *(cm^2)*	S_t (ZN) *(cm)*	S_t (ZC) *(cm)*	$A_{t\ choisie}$ *(cm^2)*
60x95	0.332	40	2.6	23.75	47.50	5.40	15	30	6HA10= 4.71

VII.5.Ferraillage des longrines selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : S3

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

F= (N/ α) ≥20 KN

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

❖ **La section choisie** : 30*40 cm^2

❖ **Matériaux :**

- Situation durable :

- Béton : σbc= 14.2 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5

- Acier: FeE 400; σs= 348 MPa; FeE 400; γs = 1.15

- Situation accidentelle :

- Béton : σbc= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5

- Acier:FeE400;σs= 400 MPa; γs = 1

VII.5.1.Recommandation des règlements :

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

❖ **Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]**

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- $St \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28}.k)}{0.9f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$

VII.5.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

F= (N/ α) ≥20 KN **avec :α**=10

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .VII.13 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min}RPA (cm^2)	Vérification
30*40	4092.41	409.24	11.77	6HA16+2HA14= 15.13	1.2	7.2	Oui

VII.5.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

❖ Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\sigma_s = F/A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63$Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .VII.14: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*40	2974.41	297.44	15.13	196.59	201.63	Oui

VII.5.4.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :
  - ❖ $\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- ❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :**
  - S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]
  - $S_t \leq$ h/2 ……..[Zone courant]
  - $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$
- ❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]**
  - S_t = min [0.9d ; 40cm]
  - $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
  - $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau .VII.15 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u(Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30*40	0.74	24.75	1.26	10	20	0.9	10	15	4Ø8 =2.1

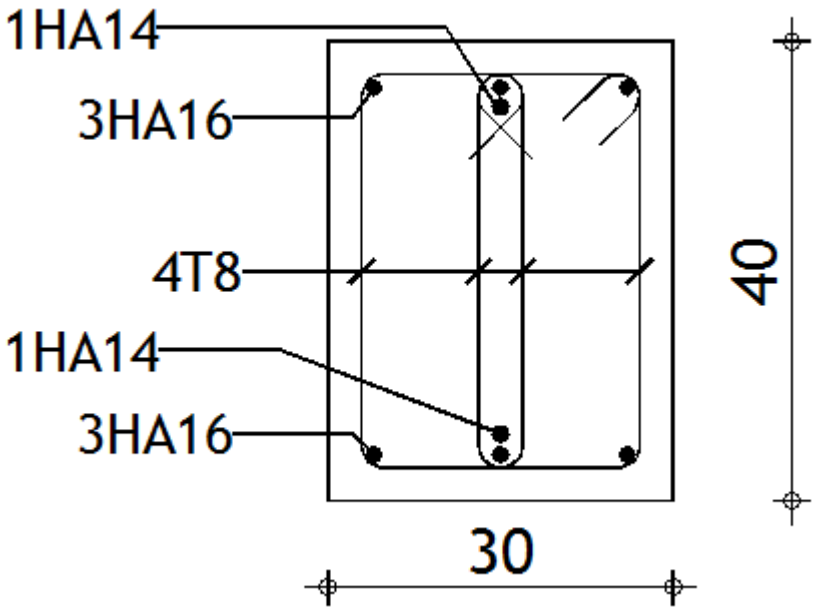


Figure VII.7 : Disposition des armatures de longrine

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.