



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Génie civil
Structures

Réf. : S46

Présenté et soutenu par :

Chouiyeb Hassna

Le : jeudi 28 juin 2018

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+8) à Contreventement mixte (portique -voile)

Jury :

Mme. HAOUARA SELMA	MAA	Université de Biskra	Président
Mme. FEMMAM ABLA	MAA	Université de Biskra	Examineur
Mme. GADRI KARIMA	MAA	Université de Biskra	Rapporteur

Remerciements

Avant tout, je tiens à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Je remercie mon encadrante de mémoire madame Gadri karima pour le suivi.

Je remercie également tous mes enseignants durant toutes mes années d'études.

Je remercie aussi tous mes amies et mes camarades qui m'ont beaucoup soutenu conseillé et aidé.

HASSNA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère et mon très cher père qui m'ont

Toujours soutenus durant toutes les périodes de vie, que

Dieu le tout puissant les protèges et les gardes.

A Mes frères et toute ma famille

Enfin je ne pouvais terminer sans citer

mes amis et tout mes camarades de la

promotion 2018

Sommaire :

Introduction générale.....	I
Liste des figures	II
Liste des tableaux.....	III

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I-1 présentation de l'ouvrage	1
I-2 les caractéristiques géométriques du bâtiment	1
I-3 Règle et normes de calcul	2
I-4 caractéristiques des matériaux	2
I.5.Les hypothèses de calcul.....	7
I.6.Actions et sollicitations	7

Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

II-1 .les planchers	10
II-2.les poutres.....	11
II-3.les poteaux.....	13
II-4.les voiles.....	14
II. 5.Evaluation et descente des charges.....	14

Chapitre III : calcul des éléments secondaire

III. 1.calcul Les plancher	28
III.2.Acrotère.....	43
III.3.Les escalier.....	49
III.4.Balcons.....	72

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.2. Etude de vent.....	78
IV.2. Etude sismique	89

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poteaux	108
V.2.Etude des poutres.....	119
V.3.Etude des voiles	125

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.3.Etude de fondation.....136

VI.3.3.longrine.....145

VI.3.4.La dalle flottante.....146

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste des figures :

Figure I.1. évolution de la résistance de béton f_{cj} en fonction de l'âge de béton.....	3
Figure I.2 Essai de compression.....	4
Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.....	4
Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation d'acier à E. L.U.....	6
Figure II.1. les nervures.....	11
Figure II. 2. Les poteaux	13
Figure II.3. Coupe de voile en élévation.....	14
FigureIII.1. schéma de 1 ^{ère} type de poutrelle.....	28
Figure III.2. Schéma de 2 ^{ème} type de poutrelle.....	28
FigureIII.3. Ferraillage de la dalle de compression.....	42
FigureIII.4 .Ferraillage de poutrelle.....	42
Figure.III.5. schéma statique de l'acrotère.....	43
Figure.III.6. schéma statique de M, N,T.....	44
Figure.III.7. schéma de ferraillage de l'acrotère.....	48
Figure III.8. les charges sur l'escalier type (a).....	53
Figure III.9. Les charges sur l'escalier type (b).....	59
Fig III.10. Ferraillage d'escalier type (a).....	71
Figure III.11. Ferraillage d'escalier type (b).....	71
Figure III.12. Ferraillage de poutre palière.....	72
Figure III.13: schéma statique du balcon.....	73
Figure III.14. Ferraillage de balcon.....	77
Figure IV.1. Répartition de la pression dynamique.....	79
Figure IV.2. Modèle initiale des voiles.....	93
Figure IV.3. 1ère proposition des voiles.....	94

Figure IV.4. Modèle finale des voiles.....	95
Figure IV.5. Première mode de vibration.....	97
FigureIV.6. deuxième mode de vibration.....	98
Figure IV.7. Troisième mode de vibration.....	98
Figure V.1. Section d'un poteau	114
Figure V.2 : Ferrailage des sections des poteaux.....	118
Figure V.3. Ferrailage de poutre principale.....	124
Figure V.4. Ferrailage de poutre secondaire.....	125
Figure V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	126
Figure V.5. Ferrailage de voile.....	135
Figure VI.1. Ferrailage de la semelle filante sous les poteaux.....	143
Figure VI.2. Ferrailage de la semelle filante sous les voiles	145
Figure VI.3: Ferrailage de longrine.....	146
Figure VI.4: La dalle flottante.....	148

Liste des tableaux :

Tableau III.1. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type 1).....	33
Tableau III.2. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type 1).....	33
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type2).....	34
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type2).....	34
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1).....	34
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1).....	34
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type2).....	35
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type2).....	35
Tableau III.9. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	35
Tableau IV.1 Valeurs des pénalité P_q	91
Tableau IV.2 Les valeurs de $\zeta(\%)$	92
Tableau IV.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	93
Tableau IV.4: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	94
Tableau IV.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	96
Tableau IV.6: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....	99
Tableau IV.7: les résultats des forces sismiques.....	100
Tableau IV.8 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.....	102
Tableau IV.9 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	103
Tableau IV.10 : L'excentricité.....	104
Tableau IV. 11: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.....	105
Tableau IV.12: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.....	105
Tableau IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales.....	106
Tableau IV.14: moment de renversement provoqué par les charges horizontales	107
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA	109
Tableau V.2- Sollicitations dans les poteaux.....	110
Tableau V.3- Ferrailage des poteaux.....	114
Tableau V.4- Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	115
Tableau V.5- Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	118

Introduction générale

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique
- conception architecturale parasismique
- mise en œuvre soignée.

La limitation de l'accélération peut se faire par une démarche réfléchie en commençant par éviter le risque de résonance avec le sol et d'une manière générale en appliquant les trois principes de base de conception suivante :

- la recherche à maximiser la capacité des constructions à stocker l'énergie.
- la recherche à favoriser la capacité des constructions à dissiper de l'énergie.
- la recherche à favoriser la résistance mécanique.

Le présent travail consiste en l'étude d'un bâtiment(R+8) à usage d'habitation implanté dans une zone de moyenne séismicité (IIa) à Sétif. On propose un système de contreventement mixte (voiles-portiques).

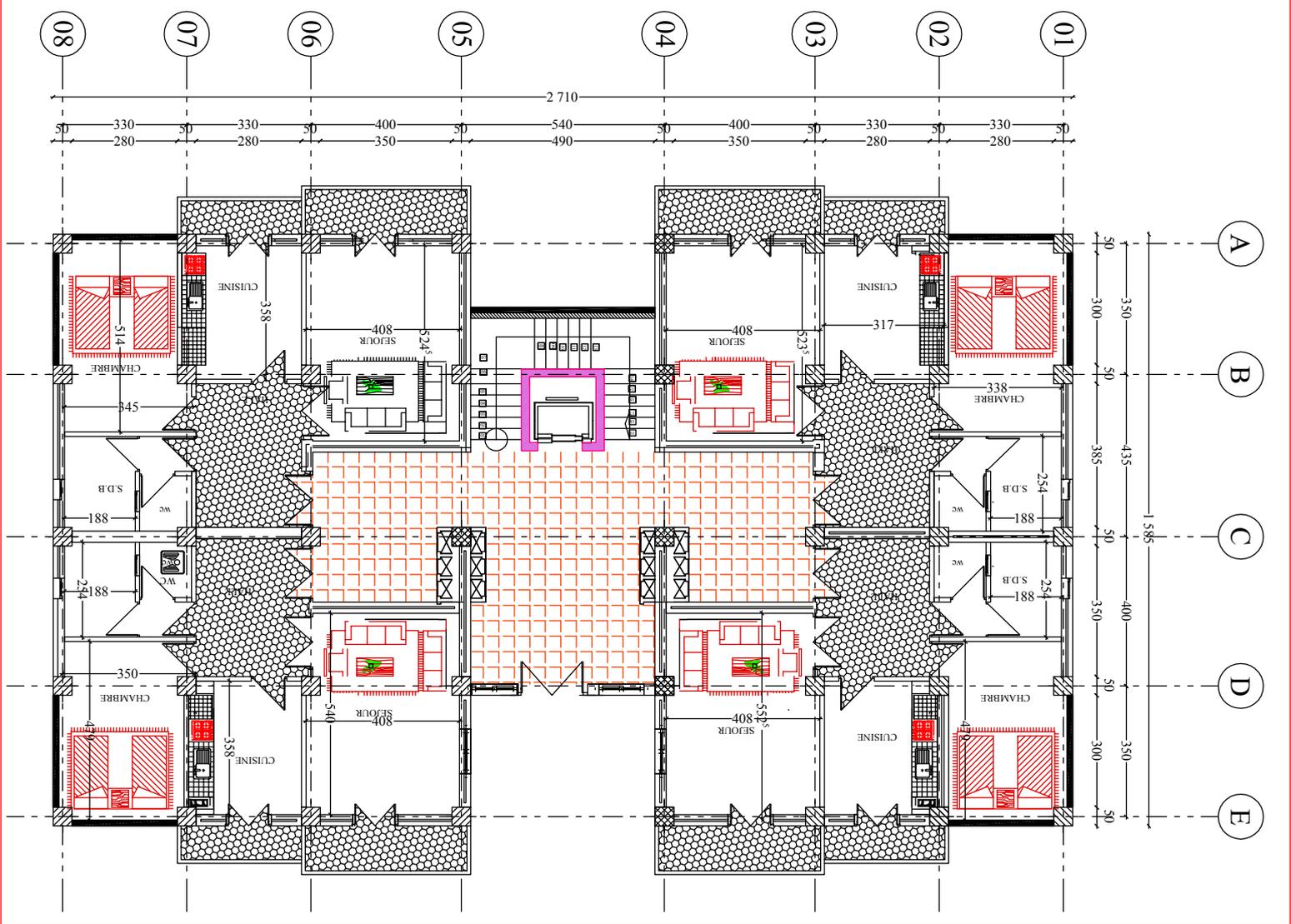
Nous avons structuré notre travail en deux parties principale :

La première partie est consacrée à l'étude de la superstructure qui regroupe essentiellement cinq chapitres.

- le premier concerne les généralités (les caractéristiques de la structure ainsi que les matériaux utilisés)
- Le second concerne le pré dimensionnement des éléments.
- Le troisième sera consacré au calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième traite l'étude dynamique de la structure.
- Le cinquième est consacré à l'étude des éléments structuraux.

La deuxième partie c'est l'étude de l'infrastructure.

VUE EN PLAN E C / R+8



LA COUPE A-A



Présentation de l'ouvrage :**I-Introduction :**

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du types des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I-1 présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste a étudier un bâtiment à usage d'habitation, il est compose d'un REZ-de chaussée et de 8 étages, le bâtiment est implanté à **Sétif**, elle classée selon l'RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité(IIa).

I-2 les caractéristiques géométriques du bâtiment :**-En élévation :**

- Hauteur du RDC.....3.06 m.
- Hauteur étage courant.....3.06 m.
- Hauteur acrotère.....0.60 m.
- Hauteur totale (avec acrotère).....28.14 m.

-En plan :

- Longueur en plan.....27.10 m
- Largeur en plan.....15.85 m

La circulation en élévation est assurée par un escalier et ascenseur.

Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 m de hauteur.

I-3 Règle et normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les Règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (D.T.R BC 2.2).
- Les Règles (BAEL 91).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

I-4 caractéristiques des matériaux :

Notre projet est un bâtiment à d'habitation, qu'il construire en béton armé c.-à-d. le béton armé et le matériau principal utilise pour la réalisation de la structure.

Il est composé de deux matériaux de type défèrent (**Le Béton +L'acier**), qu'il nous obtenons en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal (efforts des tractions).

Le béton armé = béton +aciers

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents.

- ✚ Un matériau hétérogène qui est le béton.
- ✚ Un matériau homogène qui est l'acier.

I-1-4 caractéristiques mécaniques de matériaux :

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leurs caractéristiques mécaniques sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas des points faibles.

1-caractéristique du béton :**a-résistance du béton à la compression :**

Le béton est définit par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âges noté f_{c28} . Pour un dosage de 350 kg/m^3 , f_{c28} est prise égal 25 MPa, la résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âges inférieur à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j+1)$$

-pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa : **BAEL91 (ART.A.2.1, 1)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours.}$$

-pour des résistances $f_{c28} \geq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.

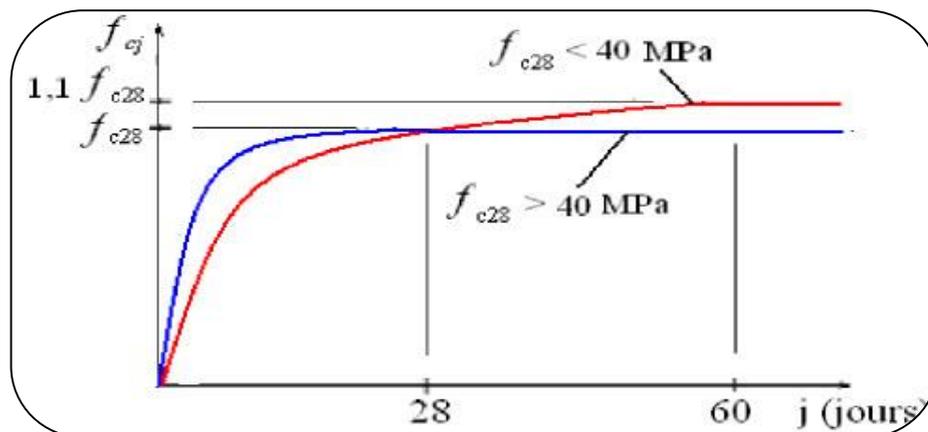


Figure I.1. évolution de la résistance de béton f_{cj} en fonction de l'âge de béton.

b- résistance de béton à la traction f_{tj} : BAEL91 (ART.A.2.1, 12)

Elle est définie conventionnellement par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.10 \text{ MPa.}$$

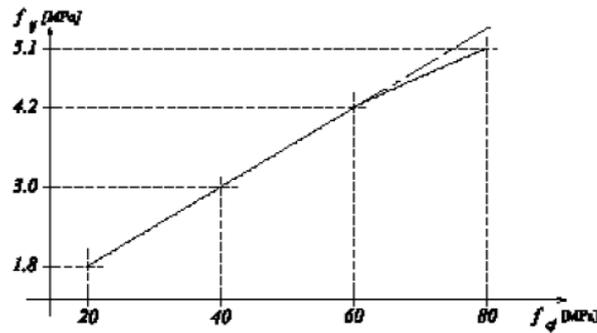


Figure I.2. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

c-contraintes limites :

C-1 .Etat limite ultime (E.L.U) : BAEL91 (ART. A.4.3, 41)

➤ Contrainte ultime du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$

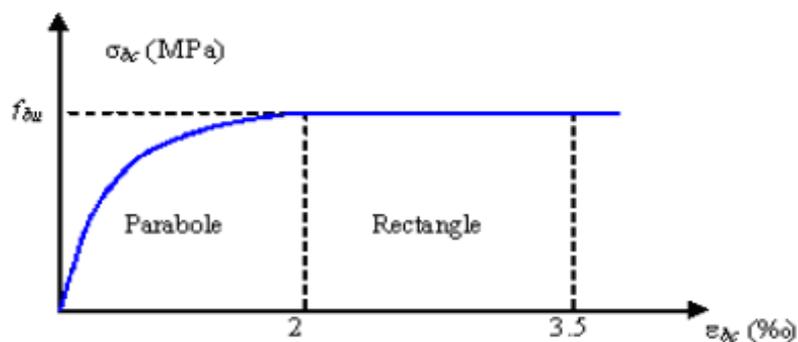


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

- **Contrainte limite à la compression :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

- γ_b : coefficient de sécurité
- $\gamma_b = 1,50$ en situation courante
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle
- θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions
- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

▪ **Contrainte limite de cisaillement** (Art A – 5.1.21 BAEL91)

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peut préjudiciable.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

▪ **Contraintes de service à la compression** (Art A 4 .5 .2 BAEL91)

$\sigma_{bc} = 0,60.f_{c28}$ MPa.

$\sigma_{bc} = 15$ MPa

▪ **Module d'élasticité :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

➤ **Module d'élasticité instantané** (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec : $f_{c28} = 25$ MPa.

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa.}$$

➤ **Module d'élasticité différée** (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

➤ **Module d'élasticité transversale**

$$G = E / 2 (1 + \nu) \text{ MPa .}$$

ν : Coefficient de poisson

▪ **Coefficient de poisson** (Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0,2$ l'état limite de service.

- $\nu = 0$ l'état limite ultime.

2- L'acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

2-1. Containte limite :

2-1-1 .E.L.U :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation de la figure :(I-4)

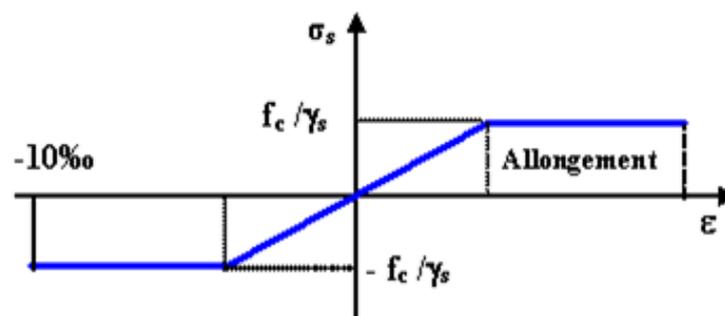


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation d'acier à E. L.U.

γ_s : Coefficient de sécurité.

γ_s : 1 cas de situations accidentelles.

γ_s : 1.15 cas de situations durable ou transitoire.

2-1-2.E.L.S : BAEL91 (ART. A.4.5,3)

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

η = Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s.$$

I.5. Les caractéristique des matériaux:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.}$

- ✓ Le module d'élasticité différée de béton est :

$$E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa.}$$

- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est :

$$E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa.}$$

- ✓ Pour les armatures de l'acier:

- longitudinales : on a choisi le : «feE. 400 » HA $f_e = 400 \text{ MPa}$

- transversales : on a choisi le : «feE.235 » R.L.

- treillis soudés (de la dalle de compression) : «fe.E.500 » HA $f_e = 500 \text{ MPa}$.

I.6. Actions et sollicitations :

I.6.1. Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes,
- . Des charges d'exploitations,
- . Des charges climatiques.

- **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

- **Actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

I.6.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

Sollicitations de calcul :

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :**

Dans le cas d'une vérification à l'ÉLU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

I.4.3. Les combinaisons d'action :

RPA99 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour objet de déterminer des sections des différents éléments de la structure selon les conditions des règlements.

II-1 .les planchers :

Les planchers sont des éléments résistants de faible épaisseur qui ont pour rôle la limitation des étages du bâtiment et pour supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. On distingue deux types :

- plancher en corps creux.
- dalle pleine.

1-1.Plancher en corps creux :

- **condition de flèche : B.A.E.L (art 6.8.424).**

L_{max} : est la plus grand portée parallèle à la poutrelle $l=385$ cm.

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \qquad ht \geq \frac{L}{22.5} = \frac{385}{22.5} = 17.11 \text{ cm.}$$

On adopte : $ht = 20$ cm = (16+4).

- **les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

Soit $b_0 = 10$ cm

L'hourdis choisi est normalisé de hauteur 20cm et de longueur 55cm.

-la section en travée à considérer est une section T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} L_n = \frac{55}{2} = 27.5 \text{cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{385}{10} = 38.5 \text{cm} \end{array} \right. \longrightarrow b_1 = 27.5 \text{cm.}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1=27.5$ cm

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65$ cm.

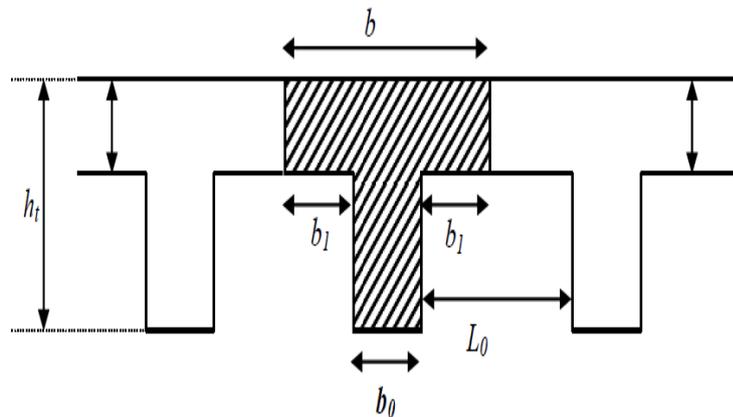


Figure II.1.les nervures

II-2.les poutres :

Sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99 version 2003.

- **Selon BAEL91 :**

$$L/15 \leq h \leq L/10.$$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h.$$

- **Vérification d'après RPA99 version 2003 (article 7.5.1) :**

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.}$$

$$h/b \leq 4.$$

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

a- Les poutres principales :

$L_{x \max} = 540$ cm (entre axe).

$L_{x \max} = 490$ cm (entre nœuds).

On à : $490/15 \leq h \leq 490/10 \Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$.

On adopte : $h = 40$ cm

$0.3 * 40 \leq b \leq 0.6 * 40 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$.

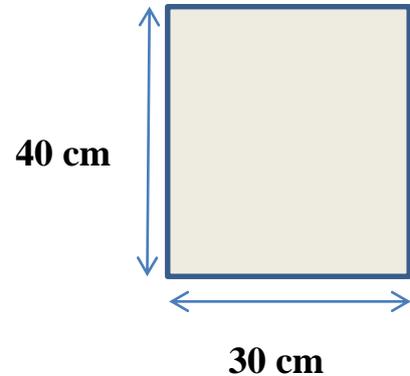
On adopte $b = 30$ cm

Condition de **RPA 99 (article 7.5.1)**

$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm}$ (cv).

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm}$ (cv)

$h/b \leq 4 \Rightarrow 1.33 \leq 4$ (cv).



Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre égale à **(30*40) cm²**.

b- Les poutres secondaires :

$L_{y \max} = 435$ cm (entre axe).

$L_{x \max} = 385$ cm (entre nœuds).

On à : $385/15 \leq h \leq 385/10 \Rightarrow 25.66 \text{ cm} \leq h \leq 38.5 \text{ cm}$

On adopte : $h = 35$ cm

$0.3 * 35 \leq b \leq 0.6 * 35 \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$.

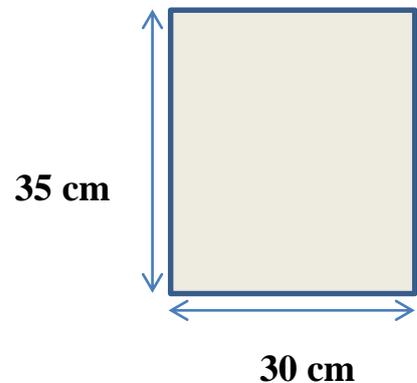
On adopte $b = 30$ cm.

Condition de **RPA 99 :**

$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm}$ (c.v).

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm}$ (c.v).

$h/b \leq 4 \Rightarrow 1.16 \leq 4$ (c.v).



Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre égale à **(30*35) cm²**.

II-3.les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharges et charges ramené par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations on dimensionne du poteau comme suit :

On propose un poteau de section (40x45)

✓ selon les règles (RPA99 version 2003) : art 7-4-1 page 42.

- $\text{Min}(b_i, h_i) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_i, h_i) \geq \frac{h_e}{20}$ en zone IIa
- $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4$

$\text{Min}(b_i, h_i) \geq 25 \text{ cm}$ **—————>** $b_i=40 \text{ cm}$ Condition vérifier.

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_i, h_i) \geq 266/20 = 13.3 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(40, 45) \geq 15 \quad \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} < 40/45 < 4 \quad ; \quad \frac{1}{4} < 0.8 < 4 \quad \text{CV}$$

Donc on prend une section de (40*45) cm².

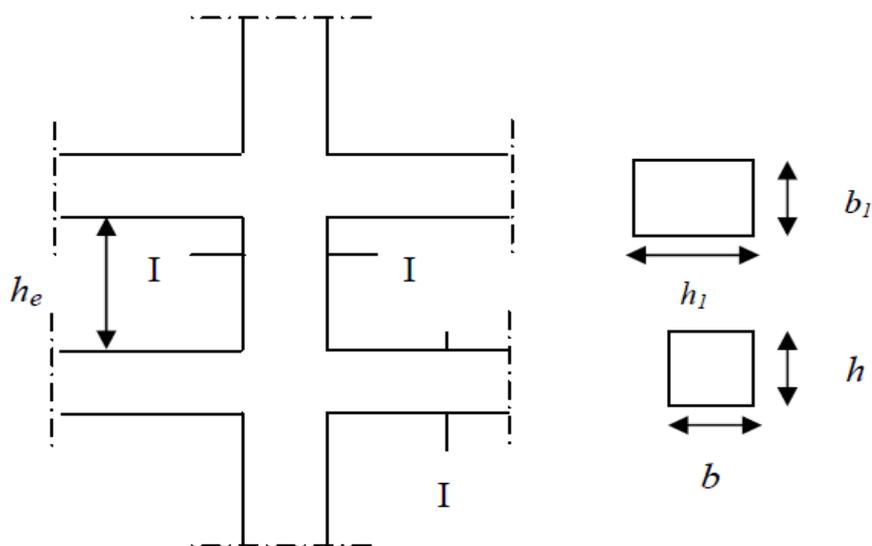


Figure II. 2. Les poteaux

II-4.les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé ayant deux fonctions principales :

- ✚ Prendre et transmettre une partie des charges verticales.
- ✚ Transmettre les efforts horizontaux dues au séisme et au vent c'est-à-dire participer au contreventement de la structure.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de hauteur libre d'étage h_e et conditions de rigidité de extrémités comme indiqué la figure.

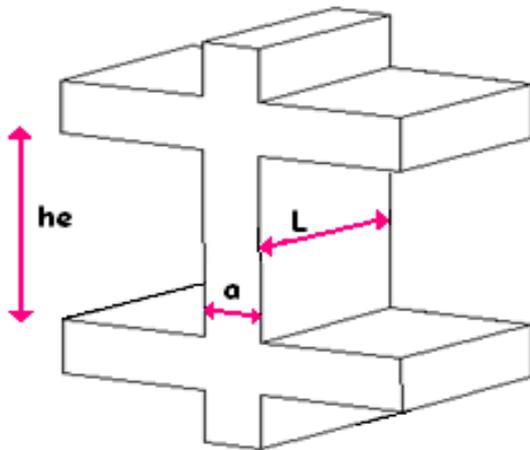


Figure II.3. Coupe de voile en élévation.

D'après RPA 2003, l'épaisseur minimale $\langle a \rangle$ est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$$a \geq h_e/20 \quad , \quad h_e = 266 \text{ cm.}$$

$$a \geq h_e/20 = 266/20 = 13.3 \text{ cm}$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

Avec h_e la hauteur libre d'étage donc on adopte : $a = 15 \text{ cm}$ pour tous les voiles.

II. 5.Evaluation et descente de charge :

○ **PRINCIPE :**

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de la structure afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. (Selon l'annexe de **B.A.E.L 91**).

- G : charge permanente
- Q : charge d'exploitation.

II.5.1. Rôle de descente de charge :

- ✚ Evaluation des charges (G+Q) revenant aux fondations.
- ✚ Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux +voiles).

II.5.2. Evaluation des charges :

1- Plancher terrasse : la terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des pluviiales.

- **Charge permanente :** d'après le DTR BC 2.2

Les différentes couches	e (cm)	Y(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.08	22	1.76
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher en corps creux	16+4	-	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			5.89

$$G=5.89 \text{ KN/m}^2.$$

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

2- Plancher étage courant :

Les différentes couches	e (cm)	Y(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Revêtement de charge	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Plancher corps creux	16+4	-	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloison intérieur	0.1	-	1

$$G=5.21 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}^2.$$

3-murs extérieurs :

matériaux	e(m)	Y (KN/m3)	G (kN/m2)
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Brique creux	0.15	-	1.3
Ame d'air	0.05	-	-
Brique creux	0.10	-	0.9
Enduit en plâtre	0.015	12	0.18

$$G=2.78 \text{ KN/m}^2.$$

II.5.3 La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) :

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux

Peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

On adoptera pour le calcul : Sous terrasse Q_0 .

- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$.
- Sous étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous troisième étage $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous le quatrième étage $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous le cinquième étage et les suivants $Q_0 + (3+n)/2n + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

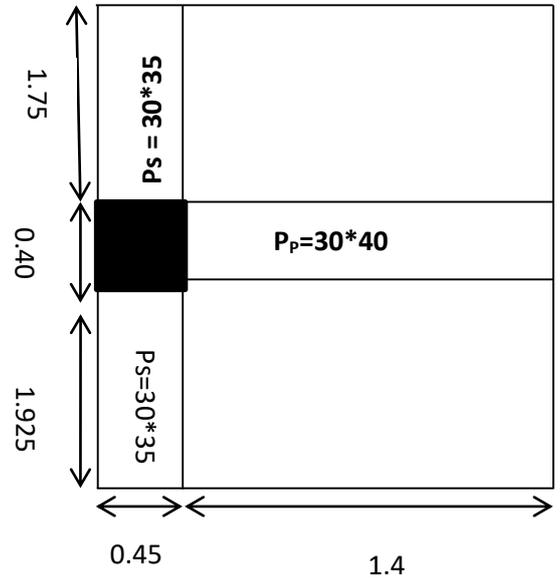
❖ descente de charge sur le poteau de rive (1C):

Surface afférente= s_1+s_2

$$S_1 = 1.4 \times (1.925 + 1.75) = 5.145 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = (1.4 \times 0.15) + (1.75 + 1.925) \times 0.1 = 0.577 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{aff}} = 5.145 + 0.577 = 5.723 \text{ m}^2.$$



niveau	Elément	G (KN)	Q(KN)
1	Acrotère : $s=0.068 \times 25=1.713$	$1.713 \times 4.075=6.980$	
	Plancher : $s=5.723$	$5.89 \times 5.722=33.71$	$5.723 \times 1=5.723$
	$P_p : 0.3 \times 0.4 \times 1.4=0.168$	$0.168 \times 25=4.2$	
	$P_s=0.3 \times 0.35 \times (1.75+1.925)=0.39$	$(0.3-0.1) \times 1.4 \times 3.04=0.8512$	$(0.3-0.1) \times 1.4 \times 1=0.28$
		$0.385 \times 25=9.625$ $(0.2) \times (1.75+1.925) \times 3.04=2.23$	$(0.2) \times (1.75+1.925)=0.735$
2	Venant N1	57.601	6.738
	Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06=0.551$	$0.551 \times 25=13.77$	
	Murs ext : $3.675 \times 2.71=9.959$	$9.959 \times 2.78=27.686$	
3	Venant N2	99.057	6.738
	Plancher $S=5.723$	$5.723 \times 5.21=29.817$	$5.723 \times 1.5=8.585$
	$P_p : v=0.168$	$0.168 \times 25=4.2$	
	$P_s : v=0.385$	$0.385 \times 25=9.625$	

4	Venant N3 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$ Murs ext : $3.675 \times 2.71 = 9.959$	142.699 $0.551 \times 25 = 13.77$ $9.959 \times 2.78 = 27.686$	15.323
5	Venant N4 Plancher S=5.723 Pp : v=0.168 Ps : v=0.385	184.155 $5.723 \times 5.21 = 29.817$ $0.168 \times 25 = 4.2$ $0.385 \times 25 = 9.625$	15.323 $5.723 \times 1.5 \times 0.9 = 7.727$
6	Venant N5 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$ Murs ext : $3.675 \times 2.71 = 9.959$	227.797 $0.551 \times 25 = 13.77$ $9.959 \times 2.78 = 27.686$	23.05
7	Venant N6 Plancher S=5.723 Pp : v=0.168 Ps : v=0.385	269.253 $5.723 \times 5.21 = 29.817$ $0.168 \times 25 = 4.2$ $0.385 \times 25 = 9.625$	23.05 $5.723 \times 1.5 \times 0.8 = 6.868$
8	Venant N7 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$ Murs ext : $3.675 \times 2.71 = 9.959$	312.895 $0.551 \times 25 = 13.77$ $9.959 \times 2.78 = 27.686$	29.918
9	Venant N8 Plancher S=5.723 Pp : v=0.168 Ps : v=0.385	354.351 $5.723 \times 5.21 = 29.817$ $0.168 \times 25 = 4.2$ $0.385 \times 25 = 9.625$	29.918 $5.723 \times 1.5 \times 0.7 = 6.01$
10	Venant N9 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	397.993 $0.551 \times 25 = 13.77$	35.928

	Murs ext : $3.675 \times 2.71 = 9.959$	$9.959 \times 2.78 = 27.686$	
11	Venant N10 Plancher S=5.723 Pp : v=0.168 Ps : v=0.385	439.458 $5.723 \times 5.21 = 29.817$ $0.168 \times 25 = 4.2$ $0.385 \times 25 = 9.625$	35.928 $5.723 \times 1.5 \times 0.6 = 5.151$
12	Venant N11 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$ Murs ext : $3.675 \times 2.71 = 9.959$	483.091 $0.551 \times 25 = 13.77$ $9.959 \times 2.78 = 27.686$	41.079
13	Venant N12 Plancher S=5.723 Pp : v=0.168 Ps : v=0.385	524.547 $5.723 \times 5.21 = 29.817$ $0.168 \times 25 = 4.2$ $0.385 \times 25 = 9.625$	41.079 $5.723 \times 1.5 \times 0.5 = 4.293$
14	Venant N13 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$ Murs ext : $3.675 \times 2.71 = 9.959$	568.189 $0.551 \times 25 = 13.77$ $9.959 \times 2.78 = 27.686$	45.372
15	Venant N14 Plancher S=5.723 Pp : v=0.168 Ps : v=0.385	609.645 $5.723 \times 5.21 = 29.817$ $0.168 \times 25 = 4.2$ $0.385 \times 25 = 9.625$	45.372 $5.723 \times 1.5 \times 0.5 = 4.293$
16	Venant N15 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$ Murs ext : $3.675 \times 2.71 = 9.959$	653.287 $0.551 \times 25 = 13.77$ $9.959 \times 2.78 = 27.686$	49.665
17	Venant N16 Plancher S=5.723	694.743 $5.723 \times 5.21 = 29.817$	49.665 $5.723 \times 1.5 \times 0.5 = 4.293$

	Pp : v=0.168 Ps : v=0.385	0.168×25=4.2 0.385×25=9.625	
18	Venant N17 Poteau : 0.4×0.45×3.06=0.551 Murs ext : 3.675×2.71=9.959	738.385 0.551×25=13.77 9.959×2.78=27.686	53.958

$$G=779.841 \text{ KN}$$

$$Q=53.958 \text{ KN}$$

Vérification :

Selon **BAEL** :

$$N_u \leq \overline{Nu}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(779.841) + 1.5(53.958).$$

$$N_u = 1133.722 \text{ N.}$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$I = \frac{0.4 \times 0.45^3}{12} = 3.0375 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{3.0375 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.45}} = 0.129.$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.129} = 16.60 \leq 50.$$

Calcul α :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.60}{35} \right)^2} = 0.81.$$

$$B_r = (400 - 20) \times (450 - 20) = 163400 \text{ mm}^2.$$

$$A_{\min(RPA)} = 0.8\% B = (0.8/100) \times 450 \times 400 = 1440 \text{ mm}^2.$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{b \times h}{100} = 360 \text{ mm}^2. \\ 8 \frac{b+h}{100} = 68 \text{ mm}^2. \end{array} \right\}$$

$$A = \max (A_{\min(\text{BAEL})}, A_{\min(\text{RPA})}) = A_{\min(\text{RPA})}.$$

$$\max (1440 \text{ mm}^2, 68 \text{ mm}^2) = 1440 \text{ mm}^2.$$

$$\bar{N}u = 0.85 \left[\frac{163400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1440 \times \frac{400}{1.15} \right] = 2856704.348 \text{ N} > 1133722 \text{ N} .$$

Condition RPA :

$$N_d = G + Q = 779.841 + 53.958 = 833.799 \text{ KN}$$

$$\frac{N_d}{f_c 28 \times B} \leq 0.3 \Rightarrow \frac{833799}{25 \times 400 \times 450} = 0.185 \leq 0.3 \quad (\text{cv}).$$

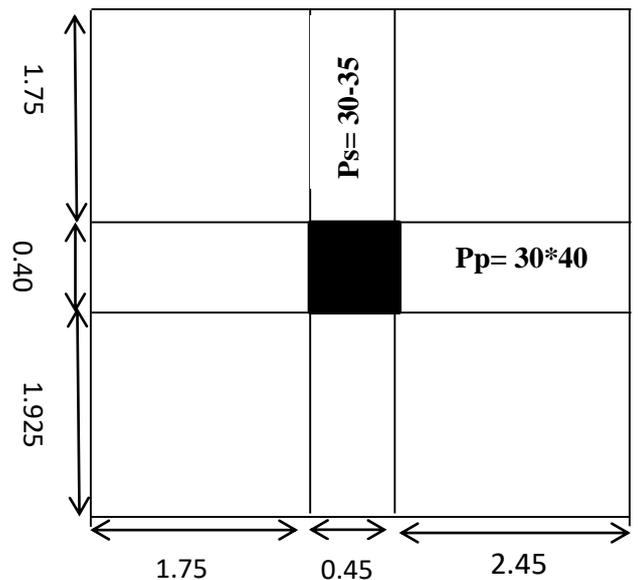
❖ **Poteau intermédiaire (4C) :**

Surface afférente = s1 + s2

$$S_1 = (1.75 + 2.45) \times (1.75 + 1.925) = 15.435 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = (1.75 + 2.45) \times 0.15 + (1.75 + 1.925) \times 0.1 = 0.998 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = 16.433 \text{ m}^2.$$



niveau	élément	G (kN)	G(KN)
1	Plancher terrasse : $s= 16.433 \text{ m}^2$ $P_p : 0.3 \times 0.4 \times (1.75+2.45)=0.504$ $P_s : 0.3 \times 0.35 \times (1.75+1.925)=0.39$	$16.433 \times 5.89=96.79$ $0.3 \times (1.75+2.45) \times 3.04=3.830$ $0.504 \times 25=12.6$ $0.386 \times 25=9.65$ $0.3 \times (1.75+1.925) \times 3.04=3.35$	$16.433 \times 1=16.433$ $0.3 \times (4.2) \times 1=1.26$ $0.3 \times (3.675) \times 1=1.1$
2	Venant N1 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06=0.551$	126.222 $0.551 \times 25=13.77$	18.796
3	Venant N2 Plancher étage : $S=16.433$ $P_p : 0.3 \times 0.4 \times (1.75+2.45)=0.504$ $P_s :$ $0.3 \times 0.35 \times (1.75+1.925)=0.386$	139.992 $16.433 \times 5.21=85.616$ $0.504 \times 25=12.6$ $0.3 \times 2.36 \times (1.75+2.45)=2.974$ $0.386 \times 25=9.65$ $0.3 \times 1.925 \times 2.36=1.363$	18.796 $16.433 \times 1.5=24.649$ $0.3 \times (4.2) \times 1.5=1.89$ $0.3 \times 1.925 \times 1.5=0.866$
4	Venant N3 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06=0.551$	252.195 $0.551 \times 25=13.77$	46.201
5	Venant N4 Plancher étage : $S=16.433$ $P_p : 0.3 \times 0.4 \times (1.75+2.45)=0.504$ $P_s :$ $0.3 \times 0.35 \times (1.75+1.925)=0.386$	265.965 $16.433 \times 5.21=85.616$ $0.504 \times 25=12.6$ $0.3 \times 2.36 \times (1.75+2.45)=2.974$ $0.386 \times 25=9.65$ $0.3 \times 1.925 \times 2.36=1.363$	46.201 $16.433 \times 1.5=24.649$ $0.3 \times (4.2) \times 1.5=1.89$ $0.3 \times 1.925 \times 1.5=0.866$ $(24.649+1.89+0.866) \times 0.9$ $=24.665$
6	Venant N5	378.168	70.866

	Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	$0.551 \times 25 = 13.77$	
7	Venant N6 Plancher étage : $S = 16.433$ $P_p : 0.3 \times 0.4 \times (1.75 + 2.45) = 0.504$ Ps : $0.3 \times 0.35 \times (1.75 + 1.925) = 0.386$	391.938 $16.433 \times 5.21 = 85.616$ $0.504 \times 25 = 12.6$ $0.3 \times 2.36 \times (1.75 + 2.45) = 2.974$ $0.386 \times 25 = 9.65$ $0.3 \times 1.925 \times 2.36 = 1.363$	70.866 $16.433 \times 1.5 = 24.649$ $0.3 \times (4.2) \times 1.5 = 1.89$ $0.3 \times 1.925 \times 1.5 = 0.866$ $(24.649 + 1.89 + 0.866) \times 0.8 = 21.924$
8	Venant N7 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	504.141 $0.551 \times 25 = 13.77$	92.79
9	Venant N8 Plancher étage : $S = 16.433$ $P_p : 0.3 \times 0.4 \times (1.75 + 2.45) = 0.504$ Ps : $0.3 \times 0.35 \times (1.75 + 1.925) = 0.386$	517.911 $16.433 \times 5.21 = 85.616$ $0.504 \times 25 = 12.6$ $0.3 \times 2.36 \times (1.75 + 2.45) = 2.974$ $0.386 \times 25 = 9.65$ $0.3 \times 1.925 \times 2.36 = 1.363$	92.79 $16.433 \times 1.5 = 24.649$ $0.3 \times (4.2) \times 1.5 = 1.89$ $0.3 \times 1.925 \times 1.5 = 0.866$ $(24.649 + 1.89 + 0.866) \times 0.7 = 19.184$
10	Venant N9 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	630.114 $0.551 \times 25 = 13.77$	111.974
11	Venant N10 Plancher étage : $S = 16.433$ $P_p : 0.3 \times 0.4 \times (1.75 + 2.45) = 0.504$ Ps : $0.3 \times 0.35 \times (1.75 + 1.925) = 0.386$	643.884 $16.433 \times 5.21 = 85.616$ $0.504 \times 25 = 12.6$ $0.3 \times 2.36 \times (1.75 + 2.45) = 2.974$ $0.386 \times 25 = 9.65$ $0.3 \times 1.925 \times 2.36 = 1.363$	111.974 $16.433 \times 1.5 = 24.649$ $0.3 \times (4.2) \times 1.5 = 1.89$ $0.3 \times 1.925 \times 1.5 = 0.866$ $(24.649 + 1.89 + 0.866) \times 0.6 = 16.443$
12	Venant N11 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	756.087 $0.551 \times 25 = 13.77$	128.417
13	Venant N12 Plancher étage : $S = 16.433$	769.857 $16.433 \times 5.21 = 85.616$	128.417 $16.433 \times 1.5 = 24.649$

	$P_p : 0.3 \times 0.4 \times (1.75 + 2.45) = 0.504$ $P_s :$ $0.3 \times 0.35 \times (1.75 + 1.925) = 0.386$	$0.504 \times 25 = 12.6$ $0.3 \times 2.36 \times (1.75 + 2.45) = 2.974$ $0.386 \times 25 = 9.65$ $0.3 \times 1.925 \times 2.36 = 1.363$	$0.3 \times (4.2) \times 1.5 = 1.89$ $0.3 \times 1.925 \times 1.5 = 0.866$ $(24.649 + 1.89 + 0.866) \times 0.5 = 13.703$
14	Venant N13 $Poteau : 0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	882.06 $0.551 \times 25 = 13.77$	142.12
15	Venant N14 Plancher étage : $S = 16.433$ $P_p : 0.3 \times 0.4 \times (1.75 + 2.45) = 0.504$ $P_s :$ $0.3 \times 0.35 \times (1.75 + 1.925) = 0.386$	895.83 $16.433 \times 5.21 = 85.616$ $0.504 \times 25 = 12.6$ $0.3 \times 2.36 \times (1.75 + 2.45) = 2.974$ $0.386 \times 25 = 9.65$ $0.3 \times 1.925 \times 2.36 = 1.363$	142.12 $16.433 \times 1.5 = 24.649$ $0.3 \times (4.2) \times 1.5 = 1.89$ $0.3 \times 1.925 \times 1.5 = 0.866$ $(24.649 + 1.89 + 0.866) \times 0.5 = 13.703$
16	Venant N15 $Poteau : 0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	1008.033 $0.551 \times 25 = 13.77$	155.823
17	Venant N16 Plancher étage : $S = 16.433$ $P_p : 0.3 \times 0.4 \times (1.75 + 2.45) = 0.504$ $P_s :$ $0.3 \times 0.35 \times (1.75 + 1.925) = 0.386$	1021.803 $16.433 \times 5.21 = 85.616$ $0.504 \times 25 = 12.6$ $0.3 \times 2.36 \times (1.75 + 2.45) = 2.974$ $0.386 \times 25 = 9.65$ $0.3 \times 1.925 \times 2.36 = 1.363$	155.823 $16.433 \times 1.5 = 24.649$ $0.3 \times (4.2) \times 1.5 = 1.89$ $0.3 \times 1.925 \times 1.5 = 0.866$ $(24.649 + 1.89 + 0.866) \times 0.5 = 13.703$
18	Venant N17 $Poteau : 0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	1134.006 $0.551 \times 25 = 13.77$	169.526

G=1147.776 KN. Q=169.526 KN.

Vérification :

Selon BAEL :

$$N_u \leq \overline{N_u}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(1147.776) + 1.5(169.526)$$

$$N_u = 1803.787 \text{ N.}$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B r \times f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$I = \frac{0.4 \times 0.45^3}{12} = 3.0375 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{3.0375 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.45}} = 0.129$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.129} = 16.60 \leq 50$$

Calcul α :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.60}{35} \right)^2} = 0.81$$

$$B_r = (400 - 20) \times (450 - 20) = 163400 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.8\% B = (0.8/100) \times 450 \times 400 = 1440 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{b \times h}{100} = 360 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{b+h}{100} = 68 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A = \max(A_{\min(\text{BAEL})}, A_{\min(\text{RPA})}) = A_{\min(\text{RPA})}$$

$$\max(1440 \text{ mm}^2, 68 \text{ mm}^2) = 1440 \text{ mm}^2$$

$$\overline{N_u} = 0.85 \left[\frac{163400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1440 \times \frac{400}{1.15} \right] = 2856704.348 \text{ N} > 1803787 \text{ N}$$

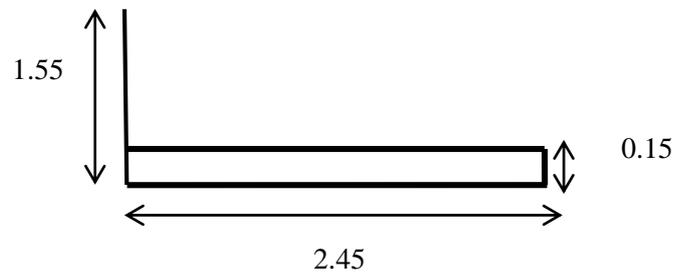
Condition RPA :

$$N_d = G + Q = 1147.776 + 169.526 = 1317302 \text{ N}$$

$$\frac{N_d}{f_c 28 \times B} \leq 0.3 \Rightarrow \frac{1317302}{25 \times 400 \times 450} = 0.29 \leq 0.3 \quad (\text{cv})$$

❖ Descente charge de voile :

$$S = 1.55 \times 2.45 = 3.798 \text{ m}^2.$$



Niveau	éléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Acrotère $p_p = 0.0685 \times 25 = 1.713$ Plancher terrasse $S = 3.798$	$1.731 \times 4.9 = 8.394$ $3.798 \times 5.89 = 22.35$	$3.798 \times 1 = 3.798$
2-2	Venant N1 Voile $v = 0.15 \times 4.90 \times 3.06 = 2.249$	30.744 $2.249 \times 25 = 56.23$	3.798
3-3	Venant N2 Plancher étage : $S = 3.798$	86.972 $3.798 \times 5.21 = 19.787$	3.798 $3.798 \times 1.5 = 5.697$
4-4	Venant N3 Voile : $v = 0.15 \times 4.90 \times 3.06 = 2.249$	106.761 $2.249 \times 25 = 56.23$	9.495
5-5	Venant N2 Plancher étage : $S = 3.798$	162.991 $3.798 \times 5.21 = 19.787$	9.495 $3.798 \times 1.5 \times 0.9 = 5.127$
6-6	Venant N3 Voile : $v = 0.15 \times 4.90 \times 3.06 = 2.249$	182.778 $2.249 \times 25 = 56.23$	14.622
7-7	Venant N2 Plancher étage : $S = 3.798$	239.008 $3.798 \times 5.21 = 19.787$	14.622 $3.798 \times 1.5 \times 0.8 = 4.558$
8-8	Venant N3 Voile : $v = 0.15 \times 4.90 \times 3.06 = 2.249$	258.795 $2.249 \times 25 = 56.23$	19.179
9-9	Venant N2 Plancher étage : $S = 3.798$	315.025 $3.798 \times 5.21 = 19.787$	19.179 $3.798 \times 1.5 \times 0.7 = 3.987$
10-10	Venant N3 Voile : $v = 0.15 \times 4.90 \times 3.06 = 2.249$	334.812 $2.249 \times 25 = 56.23$	23.166
11-11	Venant N2	391.042	23.166

	Plancher étage : S =3.798	$3.798 \times 5.21 = 19.787$	$3.798 \times 1.5 \times 0.6 = 3.418$
12-12	Venant N3 Voile : $v = 0.15 \times 4.90 \times 3.06 = 2.249$	410.829 $2.249 \times 25 = 56.23$	26.584
13-13	Venant N2 Plancher étage : S =3.798	467.059 $3.798 \times 5.21 = 19.787$	26.584 $3.798 \times 1.5 \times 0.5 = 2.849$
14-14	Venant N3 Voile : $v = 0.15 \times 4.90 \times 3.06 = 2.249$	486.846 $2.249 \times 25 = 56.23$	29.433
15-15	Venant N2 Plancher étage : S =3.798	543.076 $3.798 \times 5.21 = 19.787$	29.433 $3.798 \times 1.5 \times 0.5 = 2.849$
16-16	Venant N3 Voile : $v = 0.15 \times 4.90 \times 3.06 = 2.249$	562.863 $2.249 \times 25 = 56.23$	32.282
17-17	Venant N2 Plancher étage : S =3.798	619.093 $3.798 \times 5.21 = 19.787$	32.282 $3.798 \times 1.5 \times 0.5 = 2.849$
18-18	Venant N3 Voile : $v = 0.15 \times 4.90 \times 3.06 = 2.249$	638.88 $2.249 \times 25 = 56.23$	35.131

$G = 695.11$ KN

$Q = 35.131$ KN.

Vérification :

$$\frac{P_u}{A} < f_{c28}$$

$f_{c28} = 25$ MPa.

$$P_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35(695.11) + 1.5(35.131) = 991.095 \text{ KN}$$

$$P_u = 991095 \text{ N}$$

$$A = e \times L = 150 \times 4900 = 735000 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{991095}{735000} = 1.348 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III. 1.calcul des plancher :

III.1.1.Introduction:

Un plancher est une aire plane, destinée à limiter les étages et dont les fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance; il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (poids propre ; charge d'exploitation).
- Un rôle d'isolation thermique et phonique.
- Un rôle de transmission des charges.

III.1.2.Calcul des charges revenant aux poutrelles :

- **Plancher terrasse inaccessible** : $G = 5.89 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 5.89 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = \mathbf{6.143 \text{ KN/ml.}}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (5.89 + 1) \times 0.65 = \mathbf{4.4789 \text{ KN/ml.}}$$

- **Plancher étage courant** : $G = 5.21 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_u = (1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = \mathbf{6.0343 \text{ KN/ml.}}$$

$$q_s = (5.21 + 1.5) \times 0.65 = \mathbf{4.362 \text{ KN/ml.}}$$

➤ Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on a deux types de poutrelles:

- Type 1 :

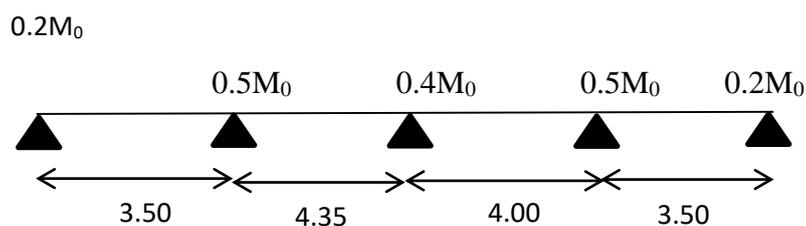


Figure III.1. schéma de 1^{ère} type de poutrelle

- Type 2:

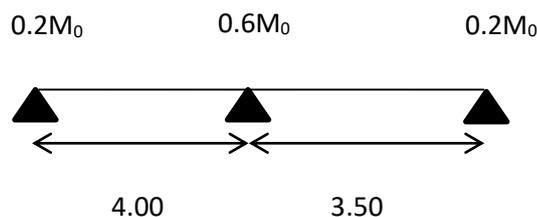


Figure III.2. schéma de 2^{ème} type de poutrelle

➤ **Méthode de calcul des poutrelles :**

• **La méthode forfaitaire :**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

▪ **Condition d'application :**

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{ KN/m}^2$.

➔ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 5.89 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2. \Rightarrow 1 \leq \min(2 \times 5.89; 5) \text{ KN/m}^2. \quad \text{Vérfiée.}$$

➔ Plancher étage courant :

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2. \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.21; 5) \text{ KN/m}^2. \quad \text{Vérfiée.}$$

- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée. Vérfiée.

- Le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{3.50}{4.35}; \frac{4.35}{4.00}; \frac{4.00}{3.50} \leq 1.25. \quad \text{Vérfiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{4.00}{3.5} \leq 1.25. \quad \text{Vérfiée.}$$

- Fissuration peu nuisible.

▪ **Principe de la méthode forfaitaire CBA 93 (Chapitre B 6.2.2.1)**

Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges

d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.2 \times M_0$ pour les appuis de rive.

Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

Méthode forfaitaire :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

a-plancher étage courante :

Pour le 1^{ère} type :

- E.L.U

$$P_u = 6.034 \text{ KN/ml.}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \Rightarrow \frac{1.5}{1.5+5.21} = 0.22.$$

- **Calcul les moments isostatiques :**

$$M_{0AB} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6.034 \times 3.5^2}{8} = 9.239 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6.034 \times 4.35^2}{8} = 14.272 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.034 \times 4^2}{8} = 12.068 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6.034 \times 3.5^2}{8} = 9.239 \text{ KN.m}$$

- **Calcul les moments sur appuis :**

$$M_A = 0.2 M_{0AB} = -1.848 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 M_{0BC} = -7.136 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 M_{0BC} = -5.708 \text{ kKN.}$$

$$M_D = 0.5 M_{0CD} = -6.034 \text{ KN.m}$$

$$M_E = M_A = -1.878 \text{ KN..m}$$

- **Calcul les moments sur travée :**

- **Travée AB :**

$$M_t \geq \max (1.05 ; 1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_{g+M_d}}{2}.$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0.$$

$$\Rightarrow M_t \geq 14.340 \text{ KN.m}$$

- **Travée BC :**

$$M_t \geq \max (1.05 ; 1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_g+M_d}{2}.$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} M_0.$$

$$\Rightarrow M_t \geq 21.635 \text{KN.m}$$

➤ **Travée CD :**

$$M_t \geq \max (1.05 ; 1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_g+M_d}{2}.$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} M_0.$$

$$\Rightarrow M_t \geq 18.735 \text{KN.m}$$

➤ **Travée DE :**

$$M_t \geq \max (1.05 ; 1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_g+M_d}{2}.$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \alpha}{2} M_0.$$

$$\Rightarrow M_t \geq 13.789 \text{KN.m}$$

▪ **L'effort tranchant :**

$$V_x = \pm \frac{P_u \times L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}.$$

➤ **Travée AB :**

$$V_A = \frac{6.034 \times 3.5}{2} + \frac{(-7.136) - (-1.848)}{3.5} = 9.0486 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.034 \times 3.5}{2} + \frac{(-7.136) - (-1.848)}{3.5} = -12.070 \text{ KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$V_B = \frac{6.034 \times 4.35}{2} + \frac{(-5.708) - (-7.136)}{4.34} = 13.452 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.034 \times 4.35}{2} + \frac{(-5.708) - (-7.136)}{4.35} = -12.796 \text{ KN}$$

➤ Travée CD :

$$V_C = \frac{6.034 \times 4}{2} + \frac{(-6.034) - (-5.708)}{4} = 11.986 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{6.034 \times 4}{2} + \frac{(-6.034) - (-5.708)}{4} = -12.149 \text{KN}$$

➤ Travée DE :

$$V_D = \frac{6.034 \times 3.5}{2} + \frac{(-1.848) - (-6.034)}{3.5} = 11.756 \text{KN}$$

$$V_E = -\frac{6.034 \times 3.5}{2} + \frac{(-1.358) - (-6.034)}{3.5} = -9.364 \text{KN}$$

Tableau III.1. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type 1).

Travée	L(m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3.50	6.034	9.239	1.848	7.136	14.340	9.048	12.070
BC	4.35	6.034	14.272	7.136	5.708	21.635	13.452	12.796
CD	4.00	6.034	12.068	5.708	6.034	18.735	11.989	12.149
DE	3.50	6.034	9.239	6.034	1.848	13.789	11.756	9.364

Tableau III.2. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type 1).

Travée	L(m)	P _s (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3.50	4.362	6.679	1.336	5.159	10.367	6.541	8.726
BC	4.35	4.362	10.317	5.159	4.127	15.641	9.725	9.250
CD	4.00	4.362	8.724	4.127	4.362	13.544	8.665	8.783
DE	3.50	4.362	6.679	4.362	1.336	9.969	8.498	6.769

Pour le 2^{ème} type :

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type2).

Travée	L(m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	4.00	6.034	12.068	2.414	7.241	17.692	10.861	13.275
BC	3.50	6.034	9.239	7.241	1.848	14.393	12.100	9.019

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type2).

Travée	L(m)	P _s (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	4.00	4.362	8.724	1.745	5.234	12.789	7.852	9.596
BC	3.50	4.362	6.679	5.233	1.336	10.405	8.747	6.520

b-plancher terrasse inaccessible

$$P_u = (5.89 \times 1.35 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.143 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.89 + 1) \times 0.65 = 4.479 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.89} = 0.145.$$

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1).

Travée	L(m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3.50	6.143	9.406	1.881	7.265	4.448	9.212	12.289
BC	4.35	6.143	14.530	7.265	5.812	21.795	13.695	13.027
CD	4.00	6.143	12.286	5.812	6.143	18.878	12.203	12.367
DE	3.50	6.143	9.406	6.143	1.881	13.888	11.968	9.533

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1).

Travée	L(m)	P _s (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3.50	4.479	6.858	1.372	5.297	10.526	6.717	8.959
BC	4.35	4.479	10.594	5.297	4.238	15.891	9.985	9.498
CD	4.00	4.479	8.958	4.238	4.479	13.764	8.898	9.018
DE	3.50	4.479	6.858	4.479	1.372	10.126	8.726	6.951

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type2).

Travée	L(m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	4.00	6.143	12.286	2.457	7.372	17.815	11.057	13.515
BC	3.50	6.143	9.406	7.372	1.881	14.503	12.319	9.181

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type2).

Travée	L(m)	P _s (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	4.00	4.479	8.958	1.792	5.375	7.614	8.062	9.853
BC	3.50	4.479	6.858	5.375	1.372	9.202	8.982	6.695

Tableau récapitulatif :

Tableau III.9. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

Types de planchers Sollicitations	ELU			ELS		
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)
Plancher terrasse Inaccessible (type1)	7.265	21.795	13.695	5.297	15.891	9.985
Plancher étage (type1)	7.136	21.635	13.452	5.159	15.641	9.725
Poutrelle (type 2) de la terrasse inaccessible	7.372	17.372	13.515	5.375	9.202	9.853
Poutrelle (type 2) du plancher étage	7.241	17.692	13.275	5.234	12.789	9.596

❖ **Ferrailage des poutrelles :**

- **Plancher étages courant :**

Moment en travée : $M_{trav}^{\max} = 21.635 \text{ KN m}$

Moment en appui : $M_{appui}^{\max} = 7.241 \text{ KNm}$

L'effort tranchant : $V^{\max} = 13.452 \text{ KN}$

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.17 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 55.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 55.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav}^{\max} = 21.635 \text{ KN.m} = 21635 \text{ N.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous amène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul des armatures :

-l'enrobage :

$$C \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi \geq h/10 = 20/10 = 2 \text{ cm}$$

$$C_0 = 1 \text{ cm} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2$$

Alors on adopte $c = 3 \text{ cm}$.

- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{21635}{14.2 \times 0.65 \times 0.17^2 \times 10^6} = 0.081$$

$$\text{Pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a:

$$\mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.106$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.958$$

$$A_T = \frac{M_{trav}^{\max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{21635}{348 \times 0.958 \times 17} = 3.82 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 1.33 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} < A_T \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Soit $A = 4.62 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}14$.

- **En appuis**

- 1) **Appuis :** La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_{tu} = 55.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui}^{\max} = 7.241 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{appui}^{\max}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{7241}{14.2 \times 10 \times 10^{-2} \times 0.17^2 \times 10^6} = 0.176.$$

$$\text{Pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.243$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.903$$

$$A = \frac{M_{appui}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7241}{348 \times 0.903 \times 17} = 1.36 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.17 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

On choisit $A = 1\text{HA}14 = 1.54 \text{ cm}^2$.

Pourcentage minimale : B.A.E.L91 (art B.6.4) :

$$A_{\min} \geq 0.001 b.h$$

-en travée :

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2.$$

-en appuis :

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2.$$

▪ **Tableau Récapitulatif :**

Eléments	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{min}' (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
Travée	3.82	1,41	1,33	3.82	3HA14=4.62
Appuis	1.36	0,22	0,21	1.36	1HA14=1.54

• **vérification de la poutrelle à E.L.S :**

- Etat limite de compression de béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \overline{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

-en travée :

$$M_{tmax} = 15.641 \text{ KN.m.}$$

Position de l'axe neutre

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 ; n = 15.$$

$$b \times \frac{x^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 65 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 4.62 (17 - x).$$

$$32.5x^2 + 69.3x - 1178.1 = 0.$$

$$\sqrt{\Delta} = 397.47 \Rightarrow x = 5.048 \text{ cm.}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2 = 65 \times \frac{5.048^3}{3} + 15 \times 4.62 (17 - 5.048)^2.$$

$$I = 12686.6 \text{ cm}^4.$$

• **Calcul la contrainte :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{15.641 \times 10^{-3} \times 0.05048}{1.26866 \times 10^{-4}} = 6.22 \text{ MPa.}$$

Donc : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} \dots \dots \dots$ c'est vérifier

-en appuis :

$$M_{\text{max}} = 5.234 \text{ KN.m.}$$

Position de l'axe neutre

$$A_{\text{st}} = 1.54 \text{ cm}^2 ; n = 15.$$

$$b \times \frac{x^2}{2} - n \times A_{\text{st}} (d - x) = 65 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 1.54 (17 - x).$$

$$32.5x^2 + 23.1x - 392.7 = 0.$$

$$\sqrt{\Delta} = 227.12 \Rightarrow x = 3.13 \text{ cm.}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{\text{st}} (d - x)^2 = 65 \times \frac{3.13^3}{3} + 15 \times 1.54 (17 - 3.13)^2.$$

$$I = 5108.29 \text{ cm}^4.$$

• **Calcul la contrainte :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{5.234 \times 10^{-3} \times 0.0313}{5.108 \times 10^{-5}} = 3.20 \text{ MPa.}$$

Donc : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} \dots \dots \dots$ c'est vérifier

-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

-Cisaillement :

$$V^{\text{max}} = 13.452 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{d \times b_0} = \frac{13452}{170 \times 100} = 0.791 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots \dots \dots$ C'est vérifié.

• **Choix des armatures transversales : B.A.E.L91(A.6.1.253) (page 52)**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = \leq \min(5.71; 10; 10)$$

Soit : $\phi_t = 6$ mm.

On choisit un étrier ϕ_6 .

$$A_t = 2 T 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ nuance FeE 235.}$$

• **L'espacement :**

$$St_1 \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 15.3 \text{ cm.}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, armatures droites.)

$$St_2 \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}$$

$$St \leq 449.193 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{A_t \times Fe}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm.}$$

$$St \leq \text{Min}(St_1; St_2; St_3).$$

Soit: $St = 15$ cm.

-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : B.A.E.L 91(A.5.1.313)

Sur appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on :

$$V_s \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{t28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 17 = 15.3$ cm

$$V_s = 13.452 \text{ KN} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 15.3 \times 25000}{1.5 \times 2} = 1020 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle

$$\text{que l'on ait : } A \geq \gamma_s \times \frac{V_s}{f_e}$$

$$A=57 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{13452}{400} = 38.67 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{CV.}$$

Condition de la flèche : B.A.E.L91 (B.6.8.424) page 94.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{435} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow 0.046 \geq 0.0444 \dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15 M0} \Rightarrow \frac{20}{435} = 0.046 \geq \frac{Mt}{15 M0} = 0.044 \dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{fe} \Rightarrow \frac{4.62}{65 \times 17} = 0.0042 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots \text{CV.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

- **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE 235 .

L'écartement **L** entre axes des nervures égal à 65cm donc : $L_n=65\text{cm}$

$$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$A \perp = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A \perp = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } \mathbf{5\text{Ø}5} = 0.98 \text{ cm}^2$$

***Espacement** : n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

***Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A // = A \perp / 2 = 0.98 / 2 = 0,49$$

$$\text{On adopte } \mathbf{3\text{Ø}5} = 0,59 \text{ cm}^2$$

***Espacement** :

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

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

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30) cm².

Remarque : Le même ferrailage de deux planchers :

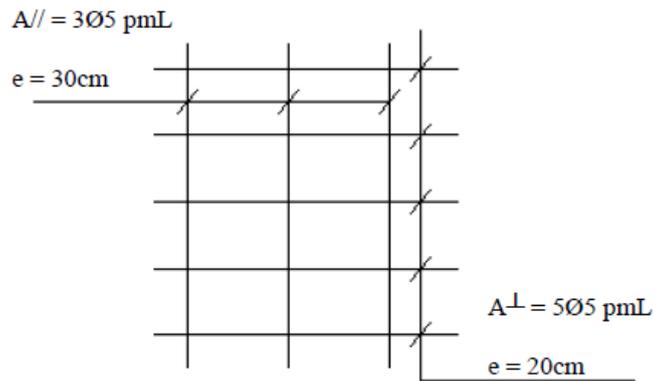


Figure III.3 : Ferrailage de la dalle de compression

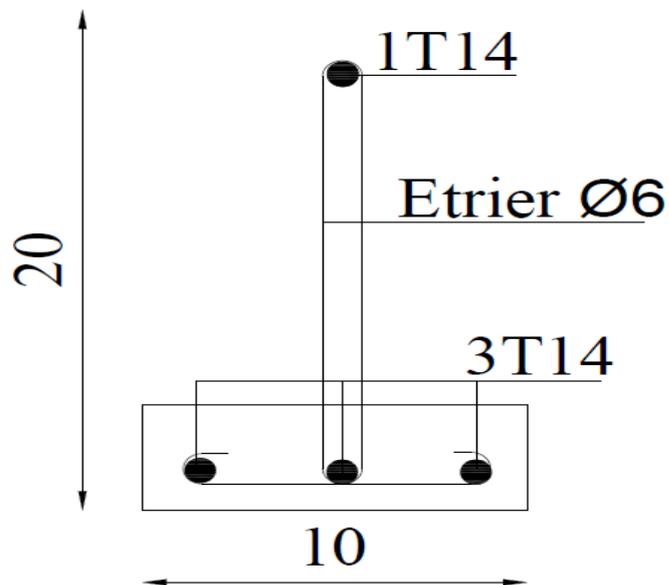


Figure III.4 : Ferrailage de poutrelle

III.2.Acrotère :**III.2.1.Définition :**

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse (accessible et inaccessible), ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

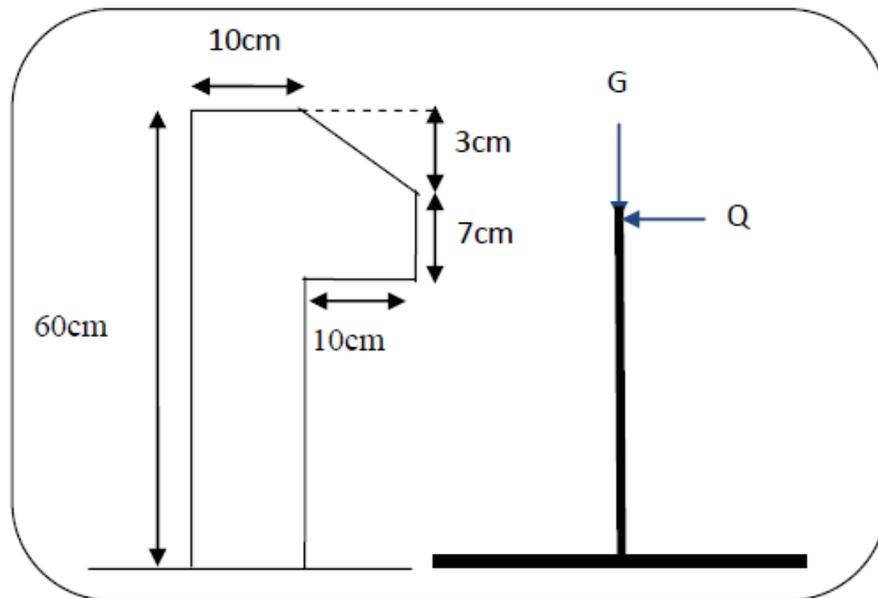


Figure.III.5. schéma statique de l'acrotère

Calcul la surface :

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 = (0,1 \cdot 0,6 + 0,07 \cdot 0,1 + 0,1 \cdot 0,03 \cdot 0,5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2.$$

- **Evaluation des charges :**

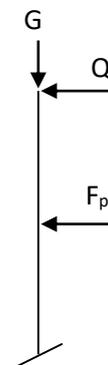
G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

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

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

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ da N/ml}$.



$$W_p = G_1 + G_2 = 183.25 \text{ dan/ml} \quad . Q = 1 \text{ KN} .$$

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p . \quad \text{RPA99 (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 183,25 = 87,96 \text{ dan /ml} = 879,6 \text{ N/ml} .$$

$$F = \max (Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml} .$$

$$G = 183,25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml}$$

$$M_Q = 1000 \times 0,6 = 600 \text{ N.m}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $F = 1000 \text{ N}$.

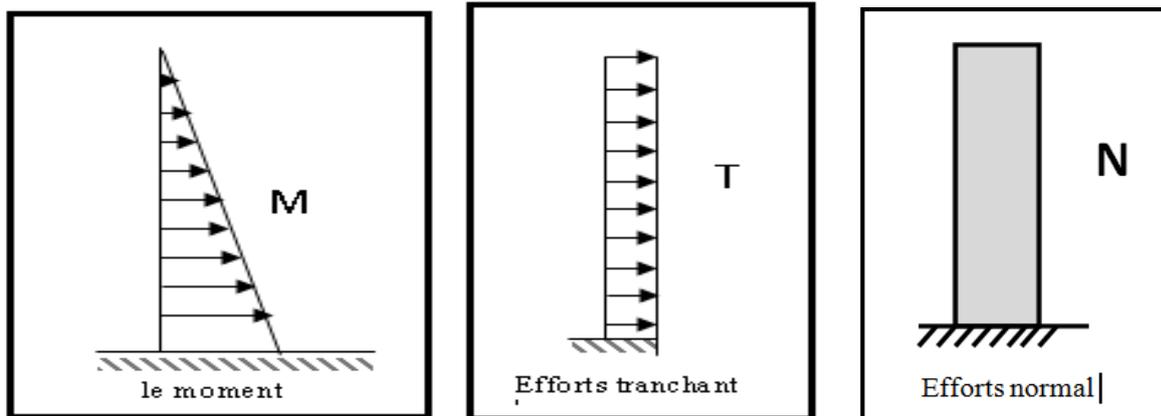


Figure.III.6. schéma statique de M ,N,T

2. Les sollicitations :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 100 \times 0,6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$N_u = g = 183,25 \text{ kg} .$$

$$T = q = 1000 \text{ kg} .$$

3. combinaison d'action :

➤ E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_g = 1832,5 \text{ N/ml} .$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m.}$$

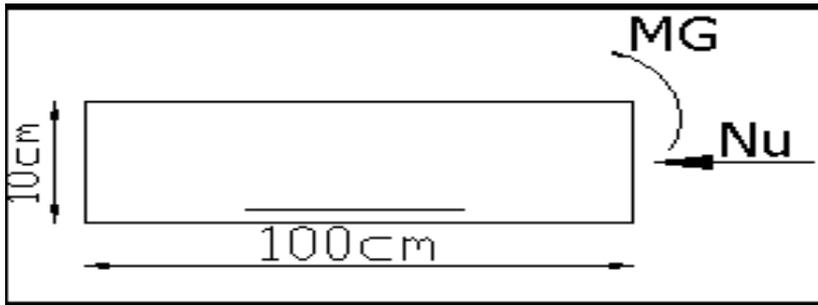
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1832.5 \text{ N.}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}$$

4. Calcul de ferrailage:



La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

4.1. Armatures longitudinal:

➤ **E.L.U:**

-Détermination de l'excentricité de centre de pression:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832.5} = 0.491 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.491 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

-détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01346 < \mu \ell = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1'' = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387 \text{ cm}^2.$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.387 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$(\text{cm}^2) A_1''$	$A(\text{cm}^2)$
936.65	0.01346	0.017	0.993	0.387	0.334

▪ **Vérification :**

➤ **E.L.U :**

• **Condition de non fragilité :**

$$\times \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.183d} A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.183d} A^{\min} \times$$

$$A^{\min} = 0.845 \text{ cm}^2.$$

- Pourcentage minimale de armatures longitudinales :

$$A_L \geq 0,0025 b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A = \max (A^{\text{cal}}; A^{\min}; A_l) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors, on prend: } A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

➤ **E.L.S :**

-La contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5,33)

Fissurations Préjudiciables : $\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

η : coeff. de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

-Détermination du centre de pression :

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.327 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

-Calcul de la section a la flexion simple:

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 636.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{636.65}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0.00866 < \mu^l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.01087$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{636.655}{201.63 \times 0.993 \times 7} = 0.454 \text{ cm}^2$$

-Les armatures de repartition:

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_r = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

--vérification l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.50Mpa \dots\dots\dots(c.v)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

-Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_l = 5\emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 25 \text{ cm}$$

$$A_r = 4\emptyset 6 \rightarrow S_t = \frac{60}{3} = 20\text{cm}$$

III.4.2.présentation du ferrailage :

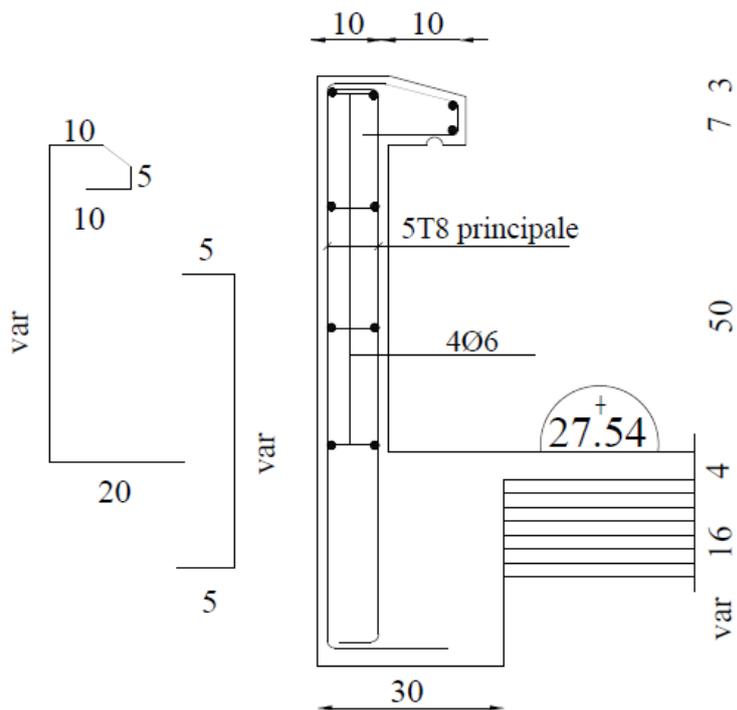
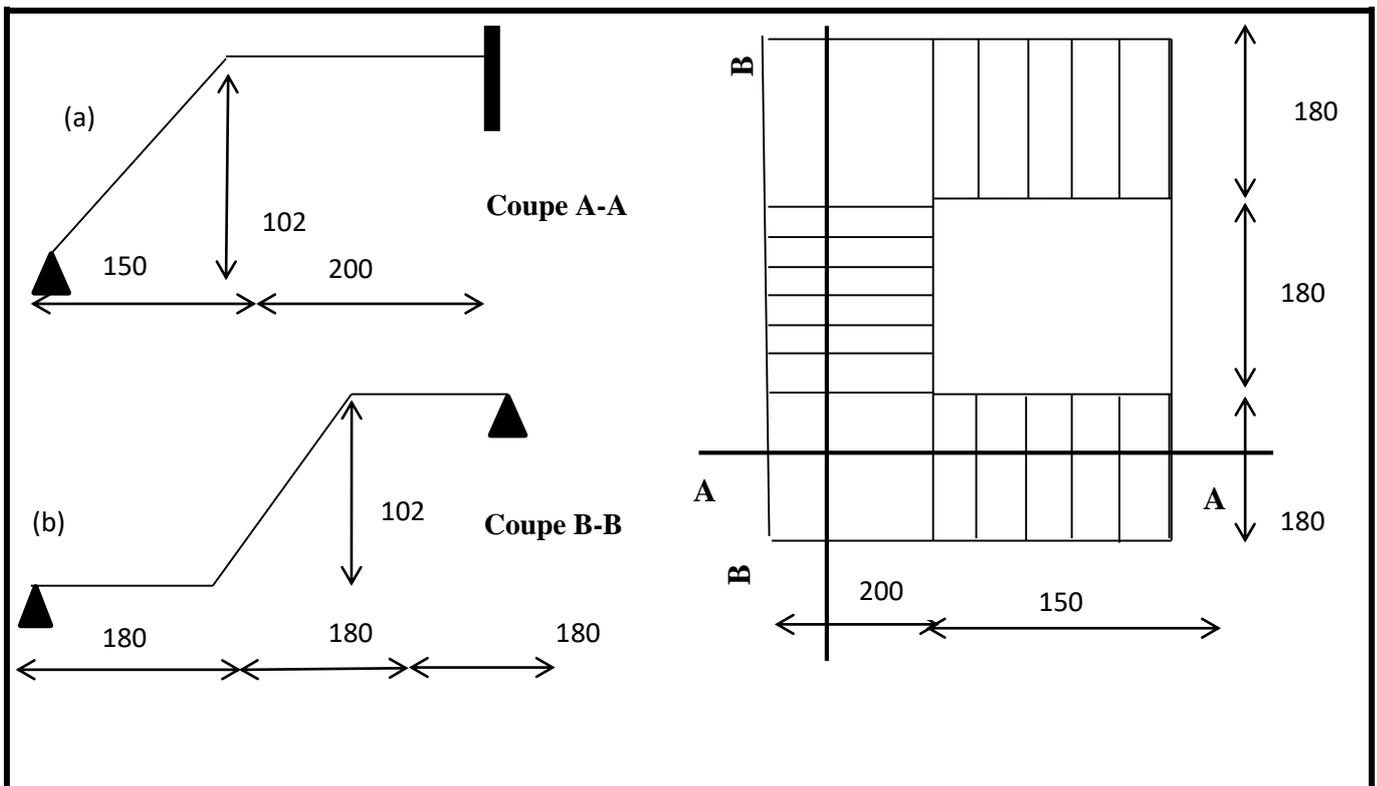


Fig.III.7: schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Les escalier :

III.3.1. Définition : Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

III.3.2. escalier à trois volets :**III.3.2.1. dimensionnement :**

Pour dimensionner les contre marches (h) et les marches (g) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** : $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

- Pour la contre marche : $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$.

On prend : $h = 17 \text{ cm}$.

- Pour la largeur de la marche : $24 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$.

On prend : $g = 30 \text{ cm}$.

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Alors : les escaliers est confortable.

- Nombre des marches :

$$n = \frac{l}{g} .$$

➤ Epaisseur du paillasse : $\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} .$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

Type (a) :

L'épaisseur de la paillasse doit satisfaire la relation suivante :

$$L' = \sqrt{H^2 + l^2} = \sqrt{102^2 + 150^2} = 181.395 \text{ cm.}$$

$$L = L' + l_{\text{palier}} = 181.395 + 200 = 381.395 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \frac{381.395}{30} \leq e \leq \frac{381.395}{20} .$$

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

Type (b) :

L'épaisseur de la paillasse doit satisfaire la relation suivante :

$$L' = \sqrt{H^2 + l^2} = \sqrt{102^2 + 180^2} = 206.891 \text{ cm.}$$

$$L = L' + l_{\text{palier}} = 206.891 + 180 = 386.891 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \frac{386.891}{30} \leq e \leq \frac{386.891}{20} .$$

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

• **Tableau récapitulatif des résultants :**

	H	g	l	n	H	L'(cm)	e	α (°)
Type a	17	30	150	5	102	181.395	16	34.22
Type b	17	30	180	6	102	206.89	16	29.54

• **Largeur du palier de repos « d »**

$$d \geq 3g = 3 \times 30 \Rightarrow d \geq 90 \text{ cm.}$$

Pour le palier intermédiaire :

$d = 180 \text{ cm} \geq 90 \text{ cm}$ condition vérifier.

- **L'épaisseur de palier de repos :**

L'épaisseur de palier de repos est égale à 16 cm.

III.3.2.2. Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

III.3.2.3. Evaluation des charges :

Pour la volée (a) :

- **Charge permanente :** (DTR B.C 2.2)
 - $Tg \alpha = 102/150 = 0.68$
Alors : $\alpha = 34.22^\circ$.

Désignation	e(m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
Carrelage + mortier de pose	0.03	20	0.6
Poids des marches	0.17/2	22	1.87
Poids de la paillasse	0.16/cos α	25	4.84
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1

$$G = 7.41 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2. \text{ Surcharge d'exploitation : (DTR B.C 2.2).}$$

Pour la volée (b) :

- **Charge permanente :** (DTR B.C 2.2)
 - $Tg \alpha = 102/180 = 0.566$
Alors : $\alpha = 29.54^\circ$.

Désignation	e(m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
Carrelage + mortier de pose	0.03	20	0.6
Poids des marches	0.17/2	22	1.87
Poids de la pailleasse	0.16/cos α	25	4.59
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1

$$G = 7.16 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2. \text{ Surcharge d'exploitation : (DTR B.C 2.2).}$$

Pour le palier de repos :

Désignation	e(m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
Carrelage + mortier de pose	0.03	20	0.6
Poids de la pailleasse	0.16	25	4
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1

$$G = 4.7 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2. \text{ Surcharge d'exploitation : (DTR B.C 2.2).}$$

III.3.2.4. combinaison d'actions :

✓ E.L.U : 1.35 g+1.5 q.

✓ E.L.S : g + q.

Les états limites	Volée (a)	Volée (b)	Palier (KN/ml)
E.L.U	13.754	13.416	10.095
E.L.S	9.91	9.66	7.2

III.3.2.4. Détermination des sollicitations :

- Type (a) :

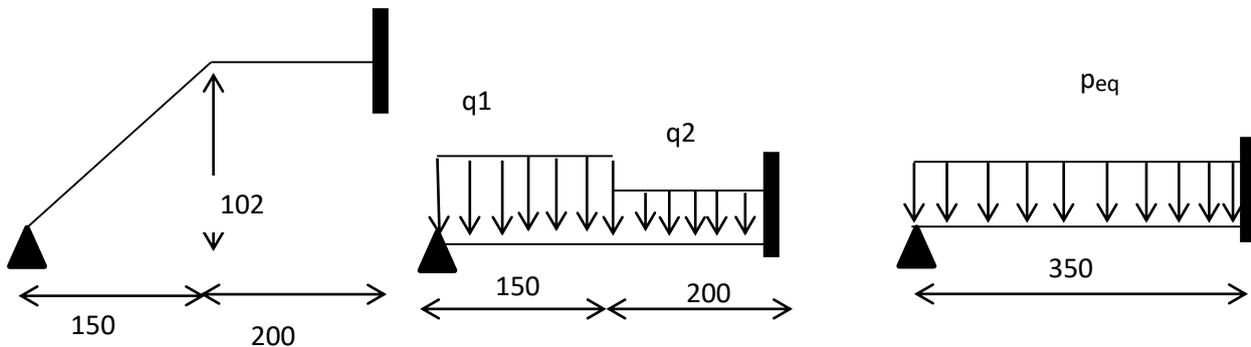


Figure III.8.les charges sur l'escalier type (a)

La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2}{l_1 + l_2}$.

- Après un calcul d'R.D.M, on trouve les résultats suivants :

$$M(x) = M_0(x) + M^g \frac{x}{l} + M^d \left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

$$R_A = \frac{5ql}{8} = 15.31 \text{ KN.} ; R_B = \frac{5ql}{8} = 25.51 \text{ KN.}$$

$$M_t(2.187) = M_{\max} = 10.052 \text{ KN.m}$$

	q_{eq} (KN/ml)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T_u (KN)
E.L.U	11.663	10.052	17.86	25.513
E.L.S	7.79	6.711	11.93	17.041

III.3.2.5.calcul de ferrailage :

Le calcul s'effectué sur une section rectangulaire de largeur $b=100$ cm de hauteur $h=16$ cm.

$$c \geq \frac{1}{2} \phi + \text{enrobage}$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} = 16 \text{ mm} = \phi 16$$

$$C \geq \frac{1}{2} \times 1.6 + 1 = 1.8 \text{ cm} \Rightarrow c = 2 \text{ cm}$$

$$C = 2 \text{ cm (l'enrobage) } c \text{-à-d : } d = h - c = 16 - 2 = 14 \text{ cm.}$$

➤ **E.L.U :**

- en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\frac{10052}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.0361 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0361}) \rightarrow \alpha = 0.0459$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.0459 = 0.982$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10052}{348 \times 0.982 \times 14} = 2.10 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\frac{17860}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.064 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0193}) \rightarrow \alpha = 0.083$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.083 = 0.967.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17860}{348 \times 0.967 \times 14} = 3.79 \text{ cm}^2.$$

➤ **E.L.S**

La contrainte maximale de béton comprimée : B.A.E.L 91(A.4.5.2.page 29).

$$\overline{\sigma_{bc}} \leq 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

	α	Mu(N.m)	Ms(N.m)	γ	fc28(MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Sur appui	0.0244	17860	11930	1.49	25	0.495	vérifiée
En travée	0.0459	10052	6711	1.49	25	0.495	vérifiée

✓ **Condition de non fragilité** : BAEL91 (A.4.2, 1) Page 22.

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage Minimal** : (BAEL91 (B.6.4) Page 85)

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\min})$

✓ **Tableau Récapitulatif** :

	$A_{\text{calcul}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	A'_{\min}	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
Appui	3.79	1.69	1.6	3.79	4.71 = 6T10.
Travée	2.10	1.69	1.6	2.10	3.93 = 5T10.

✓ **Armature de répartition** : BAEL 91 (art A.8.2.41) page 62

• **En travées**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

• **Sur appuis**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

❖ **Vérification de la flèche B.A.E.L** (B.6.5.1 page 154) :

Type(a) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.045 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.048 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.085 \dots\dots \text{CNV.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \dots\dots \text{CV.}$$

Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{\text{adm}}$$

Avec : $f_{\text{adm}} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3)).

- Calcul la flèche : (B.A.E.L.91 art B.6.5.2)
- **Position du centre gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_S d}{bh + \eta A_S} .$$

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 2.1 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 2.1} = 8.12 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = 35245.46 \text{ cm}^4.$$

- **Déformations instantanées :**

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.1}{100 * 14} = 0,0015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,0015} = 1.4$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = 5.6$$

- **Calcul des moments fléchissant à E.L.S :**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(4700 \times 2) + (7410 \times 1.5)}{1.5 + 2} = 5861.43 \text{ N / ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle,pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{(4000 \times 2) + (4840 \times 1870 \times 1.5)}{1.5 + 2} = 5161.4287 \text{ N / ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 5861.43 + 2500 = 8361.43 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g \times L^2}{8} = 8975.31 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = 9703.42 \text{ N.m}$$

$$M_P = \frac{p \times L^2}{8} = 12803.43 \text{ N.m}$$

- Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$K=A \left(d - \frac{Y}{3} \right) = 2.1 \left(14 - \frac{8.12}{3} \right) = 23.716 .$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{K} = 378.45 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{K} = 409.15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{K} = 539.68 \text{ MPa.}$$

- Calcul du coefficient μ :

$$\rho = A / (b_0 \times d) = 0.0015$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0015 \times 378.45 + 2.1} = 0.99$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0015 \times 409.15 + 2.1} = 0.99$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0015 \times 539.86 + 2.1} = 0.99$$

Donc :

$$I_{FV}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 35245.46}{1 + 5.6 \times 0.99} = 5924.51 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FI}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 35245.46}{1 + 1.4 \times 0.99} = 16248.95 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 35245.46}{1 + 5.6 \times 0.99} = 5924.51 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FI}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 35245.46}{1 + 1.4 \times 0.99} = 27036.26 \text{ cm}^4$$

- Calcule de la flèche:

$$E_I = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.66 \text{ MPa.}$$

$$F_V^g = \frac{M_g \times L^2}{10E_v \times I_{FV}^g} = 1.73 \text{ cm.}$$

$$F_I^g = \frac{M_g \times L^2}{10E_I \times I_{FI}^g} = 0.21 \text{ cm}$$

$$F_V^j = \frac{M_j \times L^2}{10E_v \times I_{FV}^j} = 1.85 \text{ cm.}$$

$$F_i^p = \frac{M_p \times L^2}{10E_i \times I_{Fi}^p} = 0.18 \text{ cm.}$$

▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_v^j - f_i^p + f_i^p = 1.73 - 1.85 - 0.21 + 0.18 = 0.15 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.15 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 350 / 500 = 0.7 \text{ cm.}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

-Type (b)

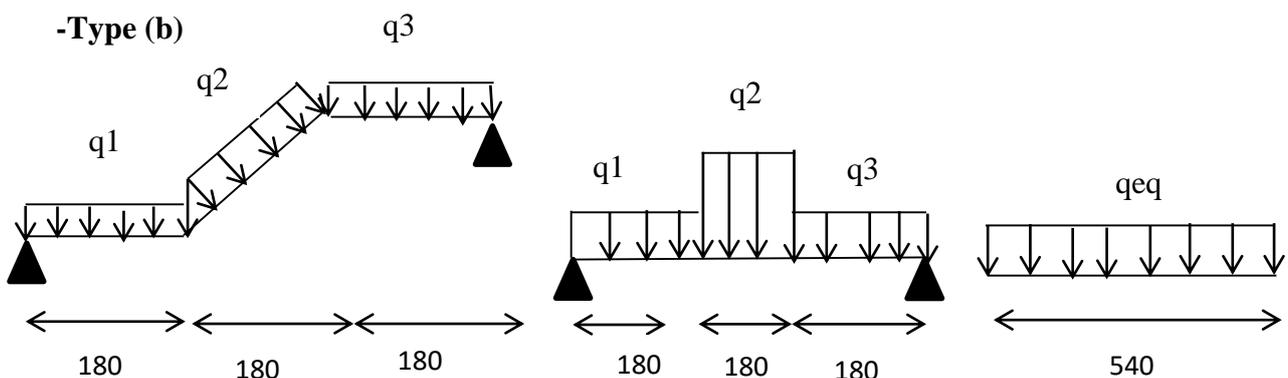


Figure III.9. Les charges sur l'escalier **type (b)**

-La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2 + q_3 \times l_3}{l_1 + l_2 + l_3}$.

-Le moment isostatique : $M_0 = q_{eq} \times \frac{l^2}{8}$

-L'effort tranchant : $T_u = q_{eq} \times \frac{l}{8}$

	q _{eq} (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _t =0.85 M ₀	M _a =0.3M ₀	T _u (KN)
E.L.U	11.202	40.83	34.705	12.249	30.245
E.L.S	8.02	29.23	24.85	8.76	21.65

III.3.2.6.calcul de ferrailage :

➤ **E.L.U :**

- en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\frac{34705}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.124 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.124}) \rightarrow \alpha = 0.166$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.166 = 0.933$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{34705}{348 \times 0.933 \times 14} = 7.63 \text{cm}^2$$

- Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\frac{12249}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.044 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.044}) \rightarrow \alpha = 0.056$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.056 = 0.977.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12249}{348 \times 0.977 \times 14} = 2.57 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S**

La contrainte maximale de béton comprimée :BAEL 91(A.4.5.2.page 29).

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	Mu(N.m)	Ms(N.m)	γ	$f_{c28}(\text{MPa})$	$\bar{\alpha}$	condition
Sur appui	0.166	12249	8769	1.39	25	0.444	vérifiée
En travée	0.056	34705	24850	1.39	25	0.444	vérifiée

✓ **Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1) Page 22.**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage Minimal : (BAEL91 (B.6.4) Page 85)**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2 .$$

Donc :A = max (A calcul ;A_{min} ; A'_{min}).

✓ **Tableau Récapitulatif :**

	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A'_{min}(cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Appui	2.57	1.69	1.6	2.57	3.93= 5T10.
Travée	7.63	1.69	1.6	7.63	7.70= 5T14.

➤ **Vérification de La contrainte de cisaillement : (BAEL91 (A.5.1, 21) page34).**

▪ **La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \dots$ (BAEL91 (A.5.1.1)).**

$$V_{u \max} = 30245 \text{ N.}$$

$$\tau_u = \frac{30245}{1000 \times 140} = 0.216 \text{ MPa}$$

- Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible [BAEL91 (A.5.1, 211) Page 34].}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (Vérifié)}$$

✓ **Armature de répartition : BAEL 91 (art A.8.2.41) page 62**

- **En travées**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

- **Sur appuis**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Espacement des armatures : BAEL 91 (art A.8.2.42) page 62

✚ **armature longitudinal :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}).$$

- **en travée :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

- **sur appuis :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = \min(48; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{type}(a) \begin{cases} S_t = 25 \text{ cm} \\ S_t = 20 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{type}(b) \begin{cases} S_t = 25 \text{ cm.} \\ S_t = 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

✚ armature transversale :

$$S_t \leq \min (4h ; 45\text{cm})$$

- En travée

$$S_t = \frac{100}{4} = 33.33 \text{ cm.}$$

- Sur appuis :

$$S_t = 100/3 = 33.33 \text{ cm soit : } S_t = 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (4 \times 16 ; 45\text{cm}) = \min (64 ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 30 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{Type(a)} \begin{cases} S_t = 33 \text{ cm} \\ S_t = 33 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{Type(b)} \begin{cases} S_t = 33 \text{ cm} \\ S_t = 33 \text{ cm.} \end{cases}$$

❖ Vérification de la flèche B.A.E.L (B.6.5.1 page 154) :

Type(b) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.029 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.029 \geq \frac{Mt}{10 M_0} = 0.085 \dots\dots \text{CNV.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \dots\dots \text{CV.}$$

Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{\text{adm}}$$

Avec : $f_{\text{adm}} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3)).

- Calcul la flèche : (B.A.E.L.91 art B.6.5.2)
- Position du centre gravité de la section homogène :

$$Y_G = \frac{bh\frac{h}{2} + \eta A_S d}{bh + \eta A_S} .$$

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 7.63 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 7.63} = 8.40 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = 37978.48 \text{ cm}^4.$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{7.63}{100 \times 14} = 0,0055$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0,0055} = 4.2$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.8$$

- **Calcul des moment fléchissant à E.L.S :**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paille} \times L_{paille})}{L_{palier} + L_{paille}}$$

$$g_{eq} = \frac{(4700 \times 2 \times 1.8) + (7160 \times 1.8)}{5.40} = 5520 \text{ N/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle,pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{(4000 \times 2 \times 1.8) + (4590 + 1870 \times 1.8)}{540} = 4140 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 5520 + 2500 = 8020 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g \times L^2}{8} = 20120.4 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = 15090.3 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{p \times L^2}{8} = 29232.9 \text{ N.m}$$

- **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$K = A \left(d - \frac{Y}{3} \right) = 7.63 \left(14 - \frac{8.12}{3} \right) = 85.46.$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{K} = 235.43 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{K} = 176.58 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{K} = 342.06 \text{ MPa.}$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\rho = A / (b_0 \times d) = 0.0055$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0055 \times 235.43 + 2.1} = 0.49$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0055 \times 176.58 + 2.1} = 0.38$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0055 \times 342.06 + 2.1} = 0.61$$

Donc :

$$I_{FV}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 37978.48}{1 + 3.8 \times 0.49} = 14596.9 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FI}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 37978.48}{1 + 4.2 \times 0.49} = 13661.32 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 37978.48}{1 + 3.8 \times 0.38} = 17093.42 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FI}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 37978.48}{1 + 4.2 \times 0.61} = 11728.33 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul de la flèche:**

$$E_I = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.66 \text{ MPa.}$$

$$F_V^g = \frac{M_g \times L^2}{10E_v \times I_{FV}^g} = 3.71 \text{ cm.}$$

$$F_I^g = \frac{M_g \times L^2}{10E_I \times I_{FI}^g} = 1.33 \text{ cm}$$

$$F_V^j = \frac{M_j \times L^2}{10E_v \times I_{FV}^j} = 2.37 \text{ cm.}$$

$$F_i^p = \frac{M_p \times L^2}{10E_i \times I_{FI}^p} = 0.8 \text{ cm.}$$

▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_{g_v} - f_{g_i} - f_{j_v} + f_{p_i} = 3.71 - 1.33 - 2.37 + 0.8 = 0.17 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.8 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 540 / 500 = 1.08 \text{ cm.}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.3. poutre palière :

La poutre palière est soumise simultanément à la flexion et à la torsion.

Poids propre de la poutre : $\mathbf{pp} = 0.25 \times 0.35 \times 25000 = 2187.5 \text{ N/ml.}$

Poids propre de mure intérieur :

$$P_{\text{mur}} = \frac{h_{\text{étage}} - (h_{ps} + h_{p \text{ plière}})}{2} \times G_{\text{mur}}$$

$$P_{\text{mur}} = \frac{3.06 - (0.35 + 0.35)}{2} \times 1000 = 1180 \text{ N/ml.}$$

$$G = p_{\text{mur}} + p_{\text{poutre}} = 1180 + 2187.5 = 3367.5 \text{ N/ml.}$$

III.3.3.1 calcul de la poutre palière à la flexion :

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$p_u = 1.35 (3.3675) + 1.5 (2.5) = 8.29$$

$$\text{-Le moment isostatique : } M_0 = p_u \times \frac{l^2}{8} = 8.29 \times \frac{2.37^2}{8} = 5.82 \text{ KN /ml}$$

$$\text{-L'effort tranchant : } T_u = p_u \times \frac{l}{8} = 8.29 \times \frac{2.37}{8} = 9.823 \text{ KN.}$$

	p_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	$M_t = 0.85 M_0$	$M_a = 0.3 M_0$	T_u (KN)
E.L.U	8.29	5.82	4.947	1.746	9.823
E.L.S	5.867	4.119	3.50	1.259	6.965

➤ E.L.U :

- en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha, \quad A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	Mu(K.m)	μ	α	β	$A_{cal} (cm^2)$
travée	4947	0.0032	0.004	0.998	0.433
appuis	1746	0.0011	0.0013	0.999	0.152

➤ E.L.S

La contrainte maximale de béton comprimée :BAEL 91(A.4.5.2.page 29).

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}.$$

	α	Mu(N.m)	Ms(N.m)	γ	$f_{c28}(\text{MPa})$	$\bar{\alpha}$	condition
Sur appui	0.004	1746	1259	1.38	25	0.44	vérifiée
En travée	0.0013	4947	3500	1.41	25	0.45	vérifiée

- ✓ Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1) Page 22

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.996 \text{ cm}^2$$

- ✓ Pourcentage Minimal : (BAEL91 (B.6.4) Page 85)

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 25 \times 35 = 0.875 \text{ cm}^2.$$

- ✓ Pourcentage Minimal : R.P.A

$$A \geq 0.005 \times b \times h = 0.001 \times 25 \times 35 = 4.38 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\min} ; A'_{\min}).$$

✓ **Tableau Récapitulatif :**

	$A_{calcul}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A'_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	A_{RPA}	$A_{adop}(cm^2)$
Appui	0.152	0.996	0.875	0.996	4.375	4.62 = 3HA14
Travée	0.433	0.966	0.875	0.996	4.375	4.62 = 3HA14

➤ **Vérification de La contrainte de cisaillement : (BAEL91 (A.5.1, 21) page34).**

- **La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$... (BAEL91 (A.5.1.1)).**

$$V_{u \max} = 9823N.$$

$$\tau_u = \frac{9823}{250 \times 330} = 0.119 MPa$$

- Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) \text{ Fissuration peu nuisible [BAEL91 (A.5.1, 211) Page 34].}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0.119 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \text{ (Vérifié)}$$

✓ **Armature de réparation : BAEL 91 (art A.8.2.41) page 62**

$$\phi_t \leq \frac{h}{35} = 1 \Rightarrow \phi_t \leq 10 mm.$$

On prend : $\phi_t = 8 mm$.

Donc on adopte des cadres ϕ_8 d'où :

$$A_t = 4 \phi_8 = 2.01 cm^2.$$

III.3.3.2 calcul de la poutre palière à la torsion :

-le moment de torsion :

$$M_t = M_a = 4947 N.m$$

M_a : devient un moment de torsion sur la poutre palière

- D'après B.A.E.L 91

$$e = \frac{h}{6} = \frac{25}{6} = 4.2 \text{ cm.}$$

$$\tau_{tot} = \frac{M}{2\Omega e}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = (25-4.2) \times (35-4.2) = 640.64 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_{tot} = \frac{4947}{2 \times 640.64 \times 4.2} = 0.919 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \tau + \tau = 0.919 + 0.119 = 1.038 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.}$$

- Armature de torsion :

$$A_{\text{torsion}} = \frac{\mu M_t}{2 \frac{F_e \Omega}{\sigma_s}}$$

$$\mu = 2[(h - e) + (b - e)] = 103.2 \text{ cm.}$$

$$A_{\text{torsion}} = \frac{103.2 \times 4947}{2 \frac{400}{1.15} \times 640.64} = 1.15 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_{\text{tor}} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

- Les armatures totales :

	A flexion	A torsion	A total	A adopter (cm ²)
Travée	4.62	1.57	6.19	3HA14+ 2HA10
Appui	4.62	1.57	6.19	3HA14+ 2HA10

-schéma de ferrailage :

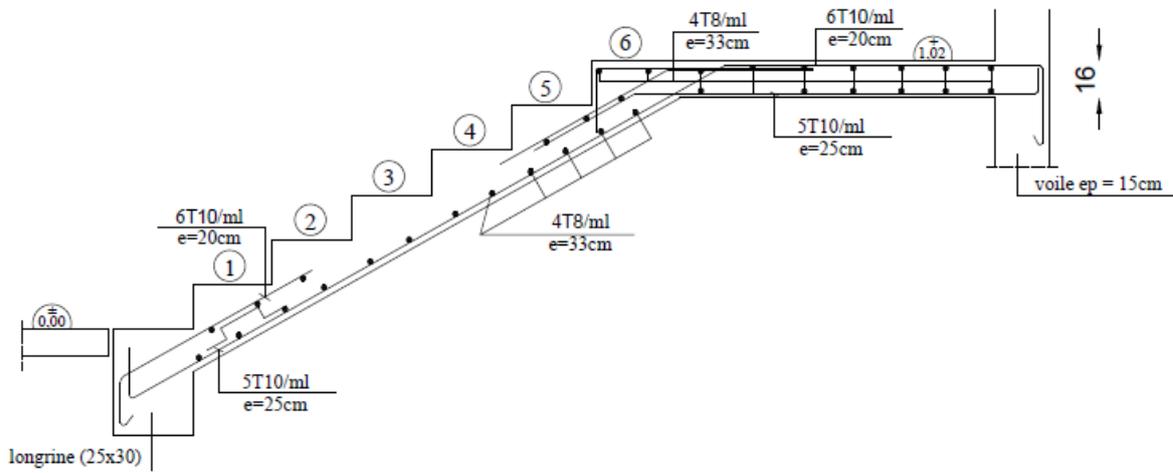


Fig III.10. Ferrailage d'escalier type (a)

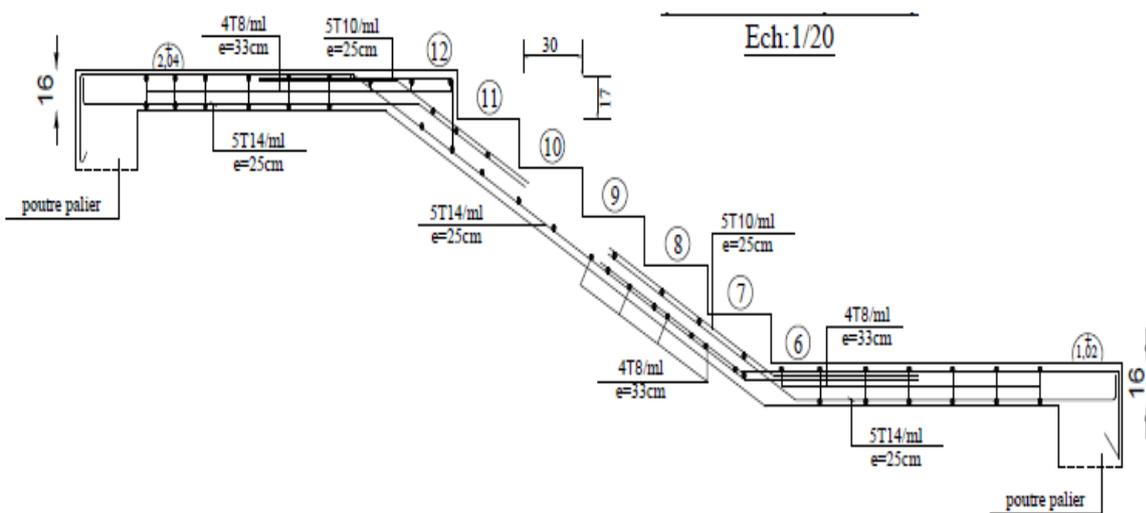


Fig III.11. Ferrailage d'escalier type (b)

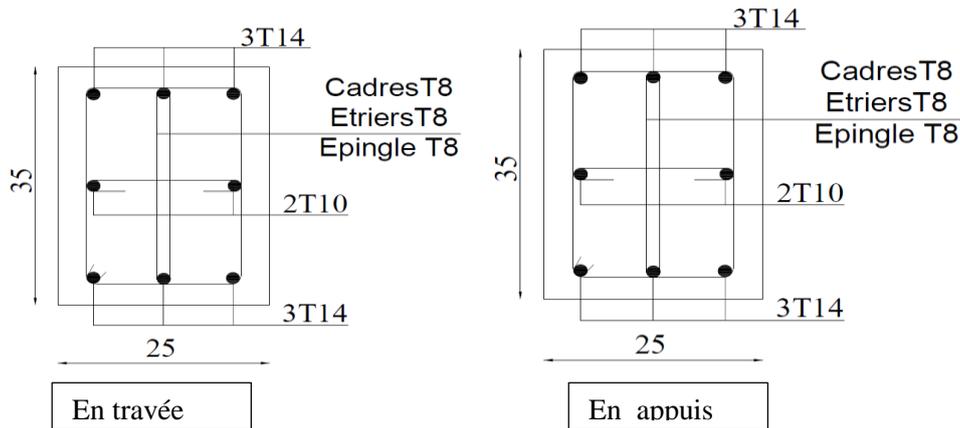


Figure III.12. Ferrailage de poutre palière

III.4.les balcons :

III.4.1. Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

On adopte une épaisseur $h = 15$ cm.

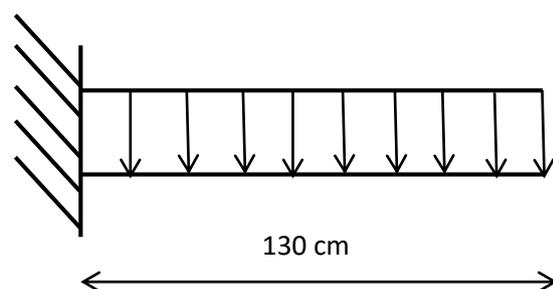


Figure III.13: schéma statique du balcon

III.4.2 Evaluation des charges :

désignation	E (m)	γ (KN /m ³)	G (KN/m ²)
carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de ciment	0.02	20	0.4
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

$$G=4.75 \text{ KN/m}^2.$$

Poids propre $G= 4.75 \times 1 \text{ m} = 4.75 \text{ KN/ml}$

Surcharge $Q = 3,5 \times 1 \text{ m} = 3.5 \text{ KN/ml}$

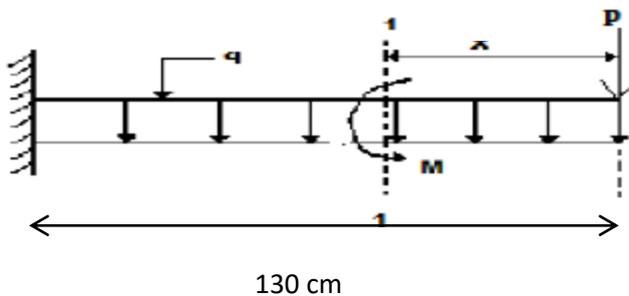
La charge des murs (force concentrée) $P=2.78 \square 1 \text{ m} \square 1 \text{ m} = 2.78 \text{ KN}$

E.L.U : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 11.66 \text{ KN/ml}$

$P_u = 1,35 P = 3.753 \text{ KN}$

E.L.S : $Q_{ser} = G + Q = 8.25 \text{ KN/ml}$.

III.4.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :



- E.L.U** :

Section 1-1 $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$.

$$M_x = -p_u x - Q_u \frac{x^2}{2} \Rightarrow -3.753 x - 11.66 \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.3) = -14.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_x = -P_u - Q_u x \Rightarrow -3.753 - 11.66 x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = -3.753 \text{ KN.} \\ T(1.3) = -18.91 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **E.L.S :**

$$M_x = -Px - Q_s \frac{x^2}{2} \Rightarrow -2.78x - 8.25 \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.3) = -10.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_x = -P - Q_s x \Rightarrow -2.78 - 8.25x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = -2.78 \text{ KN.} \\ T(1.3) = -13.51 \text{ KN.} \end{cases}$$

III.4.4 Détermination du ferrailage :

On considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le

Calcul se fait par une bande de 1 ml

- **E.L.U :**

$$c \geq 1/2 \emptyset + \text{enrobage}$$

$$c = 1.5 \text{ cm}$$

- **Armature longitudinale :**

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.73}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.057, \mu$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.073.$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.131.$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{14.73}{0.131 \times 348} = 3.23 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.630 \text{ cm}^2.$$

Pourcentage minimale : B.A.E.L91 (art B.6.4) :

$$A_{\text{min}} \geq 0.001 b.h$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.001 100.15$$

$$A_{\text{min}} \geq 1.5 \text{ cm}^2$$

Mu	μ	α	Z(m)	A_{min}	A_{calcul}	A_{adop}
14.73	0.057	0.073	0.131	1.630	3.23	5T12=5.65 cm²

- **Armature de répartition :**

$$A_{\text{répartition}} = A_{\text{adopté}} / 4 = 5.65 / 4 = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } A_{\text{répartition}} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 ; n = 15.$$

$$b \times \frac{x^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 100 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 3.39 (13.5 - x).$$

$$50 x^2 - 50.85x - 686.48 = 0.$$

$$\sqrt{\Delta} = 374.01 \Rightarrow x = -3.23 \text{ cm}.$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2 = 100 \times \frac{3.23^3}{3} + 15 \times 3.39 (13.5 - 3.23)^2.$$

$$I = 6487 \text{ cm}^4.$$

- **Calcul les contrainte :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{10.59 \times 10^{-3} \times 0.0323}{6.487 \times 10^{-5}} = 5.27 \text{ MPa}.$$

Acier :

$$\sigma_{si} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} = 15 \frac{10.59 \times 10^{-3} (0.135 - 0.0323)}{6.487 \times 10^{-5}} = 251.48 \text{ MPa}.$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

✚ **Béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

✚ **Acier :**

$$\overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad ; 5.27 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \quad ; 251.48 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \qquad T_{max} = 18.91 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{18.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.140 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right).$$

$$\overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \geq \tau_u \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Vérification des espacements :**

✚ **Les armatures longitudinales :**

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots \text{cv (sens principales).}$$

✚ **Les armatures transversales :**

$$St = 100/3 = 25 \text{ cm.}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots \text{cv (sens secondaires).}$$

$$St = \begin{cases} St = 25 \text{ cm} \\ St = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.115 \geq 0.063 \dots\dots\dots \text{cv.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0058 \leq 0.011 \dots\dots\dots \text{cv.}$$

⇒ Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

-schéma de ferrailage

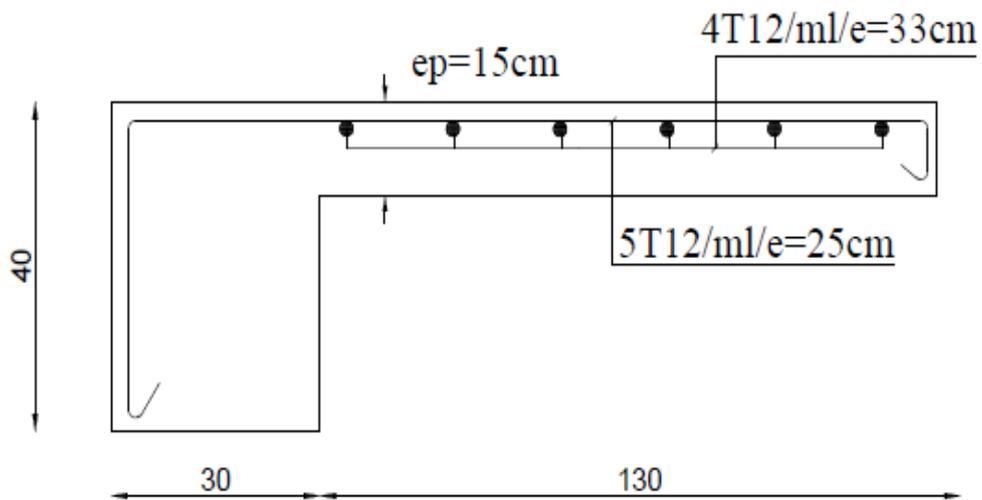
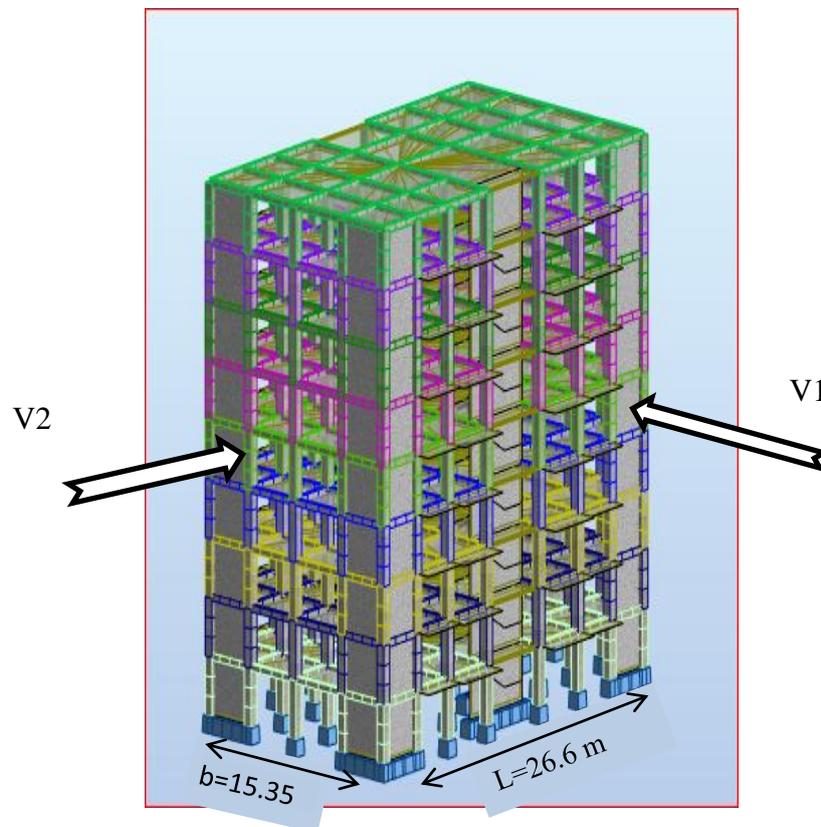


Figure III.14. Ferrailage de balcon

IV.1. Etude au vent :**IV.1.1. Introduction :**

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction Supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

**IV.1.2. Application des R N V 99 :****La vérification de la stabilité d'ensemble:**

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le Bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction appartient à la **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99).

L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

➤ **détermination du coefficient dynamique C_d :**

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51):

Sens V1 du vent:

$h = 27.54$; $b = 26.60$ m.

Après l'interpolation : **$C_d = 0,93$**

Sens V2 du vent:

$h = 27.54$ m ; $b = 15.35$ m.

Après l'interpolation : **$C_d = 0,95$**

C_d dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

➤ **détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des Éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article.3.1.1 des RNV99.

La procédure qui convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur sont supérieures à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec. « n » étant le nombre de niveaux de la Construction.

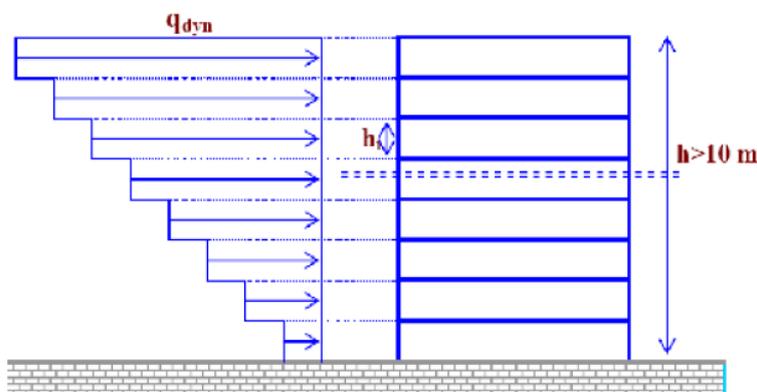


Figure IV.1. Répartition de la pression dynamique

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est

Donnée par la formule (2.12 des RNV99).

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Zone I $\rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z) = C_T(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

C_T : coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 des RNV99).

Site plat $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$.

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent;

Sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r(Z) = K_T * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 des RNV99) on a :

$$K_T = 0,24.$$

$$Z_0 = 1 \text{ m}.$$

$$Z_{min} = 16 \text{ m}.$$

Le tableau suivant résume les coefficients cités ci avant:

Z(m)	K_T	Z_0	Z_{min}	C_r	C_T	$C_e(Z)$	q_{ref}	$Q_{dyn}(\text{N/m}^2)$
1.53	0.24	1	16	0.102064	1	0.181883	375	68.20
4.59	0.24	1	16	0.365731	1	0.748186	375	280.56
7.65	0.24	1	16	0.488329	1	1.058856	375	397.07
10.71	0.24	1	16	0.569082	1	1.279910	375	429.96
13.77	0.24	1	16	0.629398	1	1.453527	375	545.07

16.83	0.24	1	16	0.677559	1	1.597384	375	599.00
19.89	0.24	1	16	0.717652	1	1.720675	375	645.25
22.95	0.24	1	16	0.751996	1	1.828848	375	685.81
26.01	0.24	1	16	0.782035	1	1.925395	375	722.00

➤ **Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe :**

Les coefficients de pression externe **Cpe** des constructions à base rectangulaire

Dépendent de la dimension de la surface chargée.

Cpe s'obtient à partir des formules suivantes :

Cpe = Cpe.1 si **S ≤ 1 m2.**

Cpe = Cpe.1 + (Cpe, 10 + Cpe, 1) x log10(S) si **1 m2 < S < 10 m2.**

Cpe = Cpe.10 si **S ≥ 10 m2.**

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : **S ≥ 10 m2** donc **Cpe = Cpe.10**

a- Parois verticales :

Sens x : h = 27.54 m ; b = 15.35m.

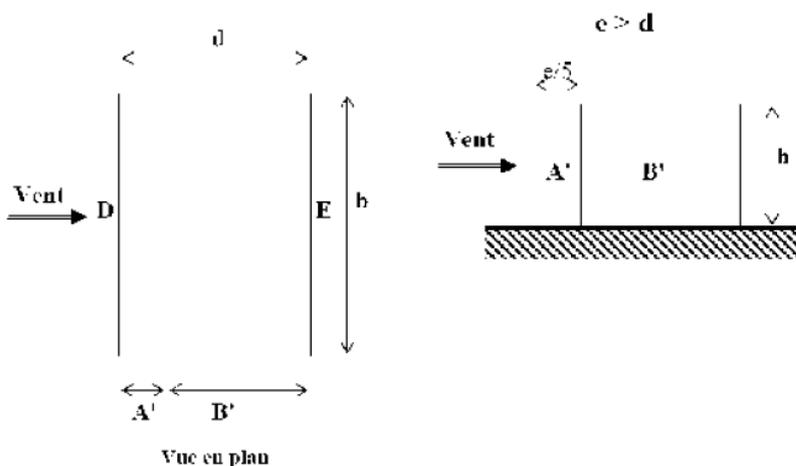
e = Min (b, 2h).

⇒ e = Min (26.60 ; 2x27.54).

e = 26.60 m.

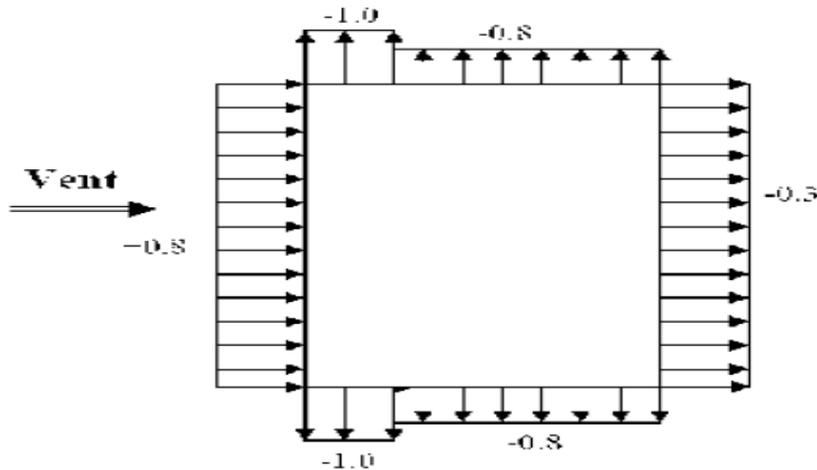
b : dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la Construction. b = 15.35m

h : hauteur total de la construction.



Le tableau ci-après montre les différents résultats :

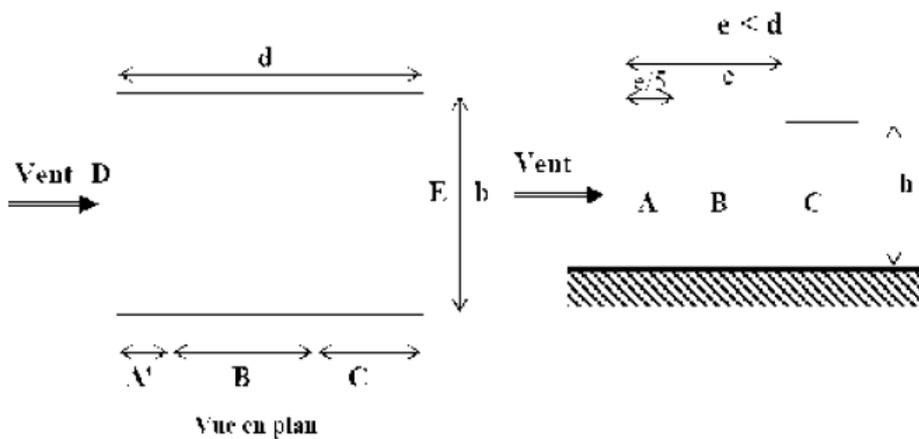
A'	B'	D'	E'
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1	-0.8	+0.8	-0.3



Sens y: $h = 27.54$ m; $b = 15.35$ m.

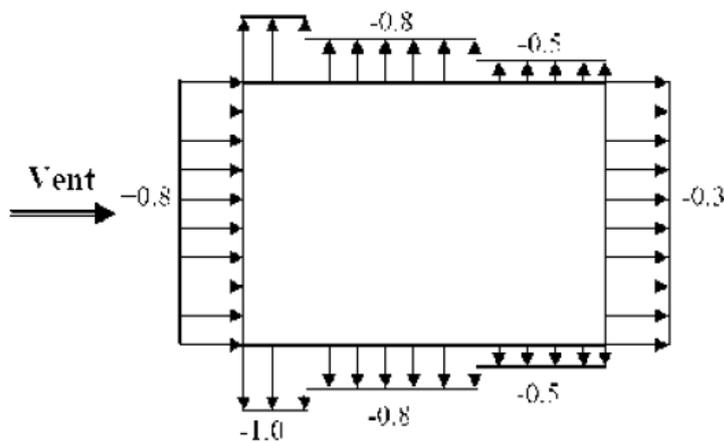
$$e = \text{Min} (15.35, 2 \times 27.54).$$

$$e = 15.35 \text{ m.}$$



Le tableau suivant résume les résultats:

A'	B'	C'	D'	E'
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3



b- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient Cpe.10 est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

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

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

$e = \text{min} [26.60 ; 2 \times 27.54]$

$e = 26.60 \text{ m.}$

		zone			
		F	G	H	I
		Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10
Avec acrotère	hp/h=0.025	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2
	hp/h=0.05	-1.4	-0.9	-0.7	±0.2
	hp/h=0.10	-1.2	-0.8	-0.7	±0.2

Dans notre cas $hp/h = 0,6/27.54 = 0,0217$

On trouve :

Zone F : CPe, 10= -1,6

Zone G : $C_{Pe, 10} = -1,1$

Zone H : $C_{Pe, 10} = -0,70$

Zone I : $C_{Pe, 10} = \pm 0,2$

➤ **Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :**

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures.

Les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$ (**art 2.2 des RNV99. P78**).

➤ **Détermination du coefficient de pression de vent C_p :**

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après:

Pour $C_{pi} = 0,8$. Alors, on a le tableau suivant :

Zone	C_{pi}	$C_{pe,10}$	C_p
AA'	0.8	-1	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	-0.2	-1
		+0.2	-0.6

Pour $C_{pi} = -0.5$ Alors on a le tableau suivant :

Zone	C_{pi}	$C_{pe,10}$	C_p
AA'	-0.5	-1	-0.5
BB'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	0.8	+1.3
E	-0.5	-0.3	0.2

F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	-0.2 +0.2	+0.3 +0.7

➤ **Calcul de la pression due au vent :**

Pour les constructions des catégories I, le calcul est fondé sur la détermination

De la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule **2.1 (RNV.99. P.40)**:

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m²) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

➤ **Calcul des forces de frottement :**

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées

De Catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : hauteur du centre de l'élément j .

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j .

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être

Calculées sont celles pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$, soient vérifiés ;

ou b (en m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent,

h (en m) la hauteur de la construction, et la dimension de la construction parallèle au vent.

(Art 1.4.2 page 41)

Sens x :

$$d/b = 15.35/26.60 = 0.577 \leq 3 \dots \text{CNV}$$

$$d/h = 15.35/27.54 = 0.557 \leq 3 \dots \text{CNV}$$

Sens y :

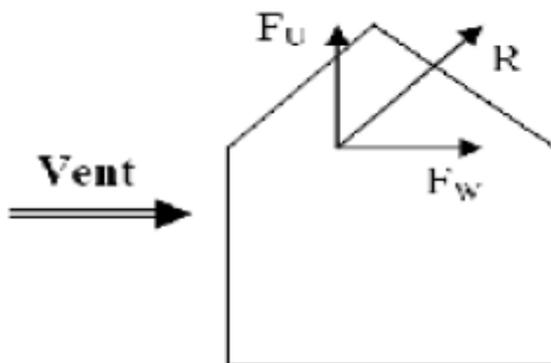
$$d/b = 26.60/15.35 = 1.732 \leq 3 \dots \text{CNV}$$

$$d/h = 26.60/27.54 = 0.966 \leq 3 \dots \text{CNV}$$

➤ **Détermination de la force résultante :**

La force résultante **R** se décompose en deux forces; horizontale et verticale

(Voir la figure ci-après) :



F_w : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_u : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante **R** est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \Sigma (\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_j) + \Sigma \mathbf{F}_{frj}$$

Σ : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

\mathbf{q}_j : pression du vent exerce sur l'élément de surface j .

\mathbf{S}_j : aire de l'élément de surface j .

\mathbf{F}_{frj} : forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Le tableau suivant résume les résultats pour le sens longitudinal :

Zj (m)	zone	s(x,x)m ²	s(y,y)m ²	Qdyn (N/m2)	qj(x)	qj(y)	R(x)N	R(y)N
1.53	-1.1	81.396	46.971	68.20	-69.77	-71.27	-5677.12	-3347.62
4.59	-1.1	81.396	46.971	280.56	-287.01	-293.19	-23361.47	-13771.42
7.65	-1.1	81.396	46.971	397.07	-406.20	-414.93	-33063.06	-19489.68
10.71	-1.1	81.396	46.971	429.96	-439.57	-449.31	-35779.24	-21104.54
13.77	-1.1	81.396	46.971	545.07	-557.61	-569.59	-44366.52	-26754.21
16.83	-1.1	81.396	46.971	599.00	-612.78	-625.96	-49877.84	-29401.97
19.89	-1.1	81.396	46.971	645.25	-660.07	-674.28	-53727.06	-31671.61
22.95	-1.1	81.396	46.971	685.81	-701.58	-716.67	-57105.81	-33662.71
26.01	-2.4	81.396	46.971	722.00	-1611.504	-1646.16	-131169.98	-77321.78
	-1.9	81.396	46.971	722.00	-1275.77	-1303.21	-103842.57	-61213.08
	-0.6	81.396	46.971	722.00	-402.88	-411.54	-32792.82	-19330.46

Tableau (I) présentant les résultats

R_{xx}	-520885.65N= -520.885 KN
R_{yy}	-340431.79N= -340.431KN

Le tableau suivant résume les résultats pour le sens transversal.

Zj (m)	zone	s(x,x)m ²	s(y,y)m ²	Qdyn (N/m2)	qj(x)	qj(y)	R(x)N	R(y)N
1.53	0.2	81.396	46.971	68.20	12.68	12.958	1032.10	608.27
4.59	0.2	81.396	46.971	280.56	52.18	53.306	4247.24	2503.84
7.65	0.2	81.396	46.971	397.07	73.86	75.44	6009.91	3543.49
10.71	0.2	81.396	46.971	429.96	79.97	81.69	6509.24	3837.06
13.77	0.2	81.396	46.971	545.07	101.38	103.56	8251.92	4864.32
16.83	0.2	81.396	46.971	599.00	111.41	113.81	9068.32	5345.77
19.89	0.2	81.396	46.971	645.25	120.02	122.59	9765.90	5758.17
22.95	0.2	81.396	46.971	685.81	127.56	130.30	10382.87	6120.32
26.01	-1.1	81.396	46.971	722.00	-738.61	-754.49	-60119.89	-35439.14
	-0.6	81.396	46.971	722.00	-402.88	-411.54	-32792.82	-19329.04
	-0.2	81.396	46.971	722.00	-130.7	-137.18	-10638.45	-6443.48

Tableau (II) présentant les résultats

R_{xx}	-48.283KN
R_{yy}	-29.238KN

IV.2. Etude sismique :

IV.2.1.Introduction :

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée Par la rupture et changement de vitesse des roches en dessous. Pendant le tremblement de terre, Le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens rayonnant d'un point dans la Croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces

Objectif de l'étude dynamique :

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

IV.2.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.2.1. Méthode statique équivalente RPA99 (Art. 4.1.2)

- **Condition d'application de la méthode statique équivalent**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en Élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, Outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires

Suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

➤ **Calcul de la force sismique totale :** **RPA99** (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99** (Tableau 4.1)

Le coefficient A représenté l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité.

Le valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$
RPA99 (Formule 4.4)

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq .

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0.05
2- Redondance en plan	✓ 0	0.05
3- Régularité en plan	0	✓ 0.05
4- Régularité en élévation	✓ 0	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	✓ 0.05
6- Contrôles d'exécution	0	✓ 0.10

Donc $Q = 1.2$.

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

➤ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$ (**tableau 4.5 RPA99**).

➤ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site ferme (S₂).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.4\text{s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de ζ (%) :

Tableau IV.2 Les valeurs de ζ (%)

RPA 99 (Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = 7\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.882 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_n = 27.54 \text{ m.}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$C_T = 0.050$

$T = 0.050 \times 27.54^{3/4} = 0.60 \text{ s.}$

IV.2.3 Représentations des résultats de la méthode modale spectrale :

-Modèle initiale:

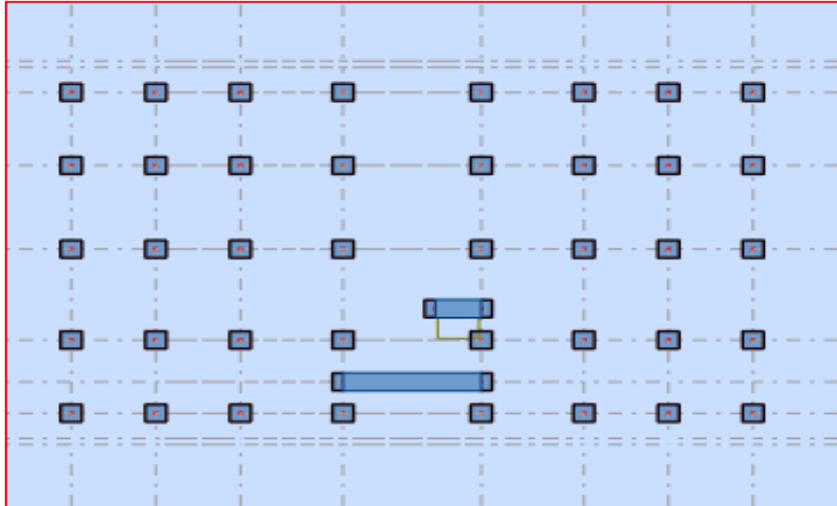


Figure IV.2.Modèle initiale

Après l'analyse automatique par le logiciel **ROBOT**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (%)				Nature
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y	
1	1.12	0,00	80.57	0,00	80.57	Trans.y
2	1.08	19.75	0,00	69,47	80.57	Torsion
3	0,73	56.83	0,00	70,50	80.58	Torsion
4	0,37	0,00	10.44	70,50	91.01	/
5	0,35	2.49	0,00	88,00	91.01	/
6	0,21	10.86	0,06	88,12	91.08	/
7	0,21	0,15	3.62	88,12	94.70	/
8	0,20	0.63	0,00	93,89	94.70	/
9	0,15	0,00	2,02	93,89	96,73	/
10	0,14	0,49	0,00	93,90	96,73	/

- **Analyse des résultats :**

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable.

- Le mode(1): il ya une translation.

- **Le mode(2): il ya une torsion.**

- Le mode(3): il ya une torsion.

➤ *Donc notre structure ne vérifie pas la stabilité.*

➤ **-1ère Disposition :**



Figure IV.3. 1ère Disposition des voiles

Tableau IV.4: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U _x	U _y	ΣU _x	ΣU _y	
1	0.62	40.00	0.02	40.00	0.02	torsion
2	0.49	30.01	2.83	70.01	2.85	Torsion
3	0.47	1.05	64.51	71.06	67.37	Trans
4	0.16	12.64	0.01	83.70	67.37	/
5	0.13	3.15	0,12	86.85	67.49	/
6	0.11	0.02	18.23	86.87	85.72	/

7	0.08	4.74	0.00	91.60	85.72	/
8	0.06	0.23	0,02	91.84	85.74	/
9	0.05	2.47	0.01	94.31	85.75	/
10	0.05	0.00	6.08	94.31	91.83	/

- **Analyse des résultats :**

– **1^{ère} et 2^{ème} mode sont des mode de torsion.**

– **3^{ème} mode c'est un mode de translation suivants yy' avec torsion.**

Donc, notre structure ne vérifie pas le contreventement parasismique, on doit changer la disposition .

- Modèle finale



Figure IV.4. Modèle finale des voiles.

Tableau IV.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U _x	U _y	ΣU _x	ΣU _y	
1	0,58	0,00	69,73	0,00	69,73	Trans.y
2	0,52	69,46	0,00	69,47	69,73	Trans.x
3	0,38	1,03	0,00	70,50	69,73	Torsion
4	0,14	0,00	18,44	70,50	88,17	/
5	0,13	17,50	0,00	88,00	88,17	/
6	0,09	0,11	0,00	88,12	88,17	/
7	0,07	0,00	5,78	88,12	93,96	/
8	0,06	5,77	0,00	93,89	93,96	/
9	0,04	0,00	2,53	93,89	96,49	/
10	0,04	0,01	0,04	93,90	96,53	/

On constate que le modèle présente :

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y
- Le 2^{ème} mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

Remarque:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ♦ La période fondamentale **T_y(dyn)= 0.58 s.**
- ♦ La période fondamentale **T_x(dyn)= 0,52 s.**

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la

Méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0,05 \times (27.54^{\frac{3}{4}}) = 0,60 \text{sec}$. Estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{26,60}} = 0,48 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{15,35}} = 0,63 \text{ sec}$$

On a : $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,60 = 0,78 > T_y(\text{dyn}) = 0,58$ (la condition est vérifiée).

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,48 = 0,62 > T_x(\text{dyn}) = 0,52$ (la condition est vérifiée).

- Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx')
- Successivement.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%

(Selon le *RPA99version 2003*).

- Les schémas des trois premiers modes de vibration.

- Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles

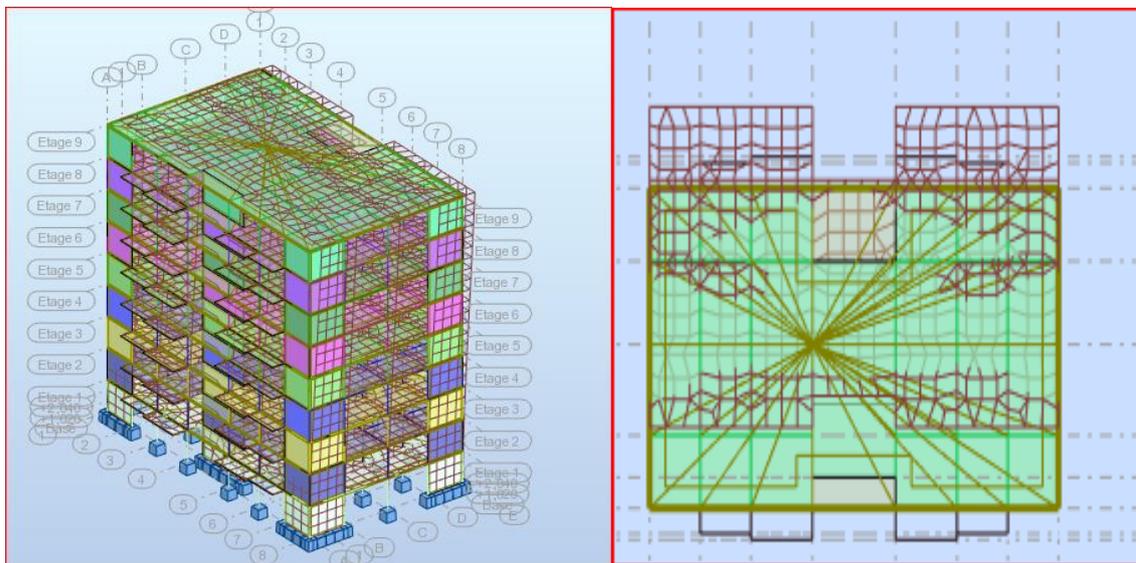


Figure IV.5. Première mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=0,58)

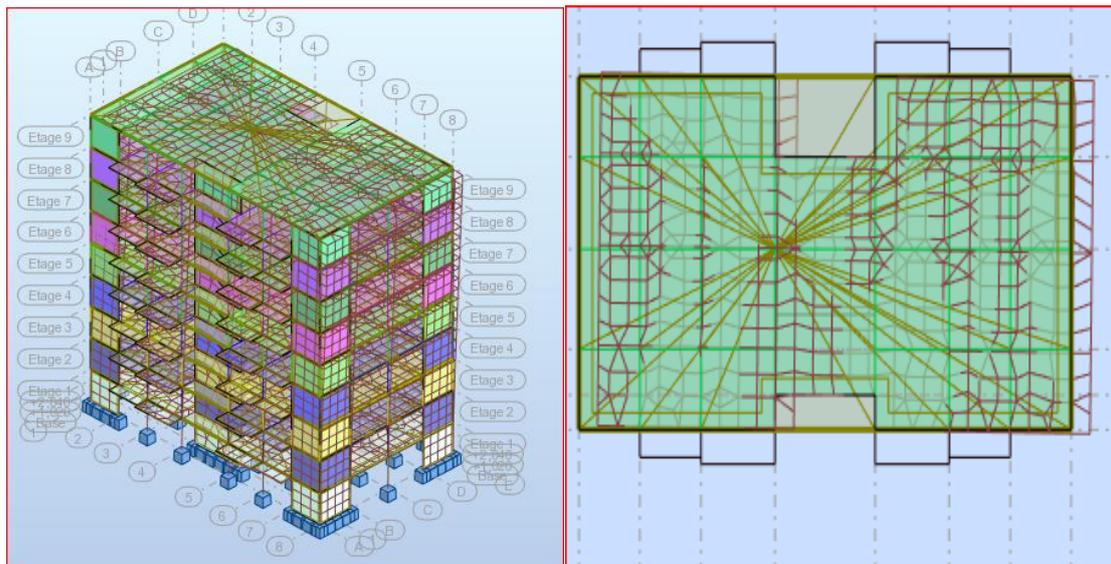


Figure IV.6. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T2=0,52)

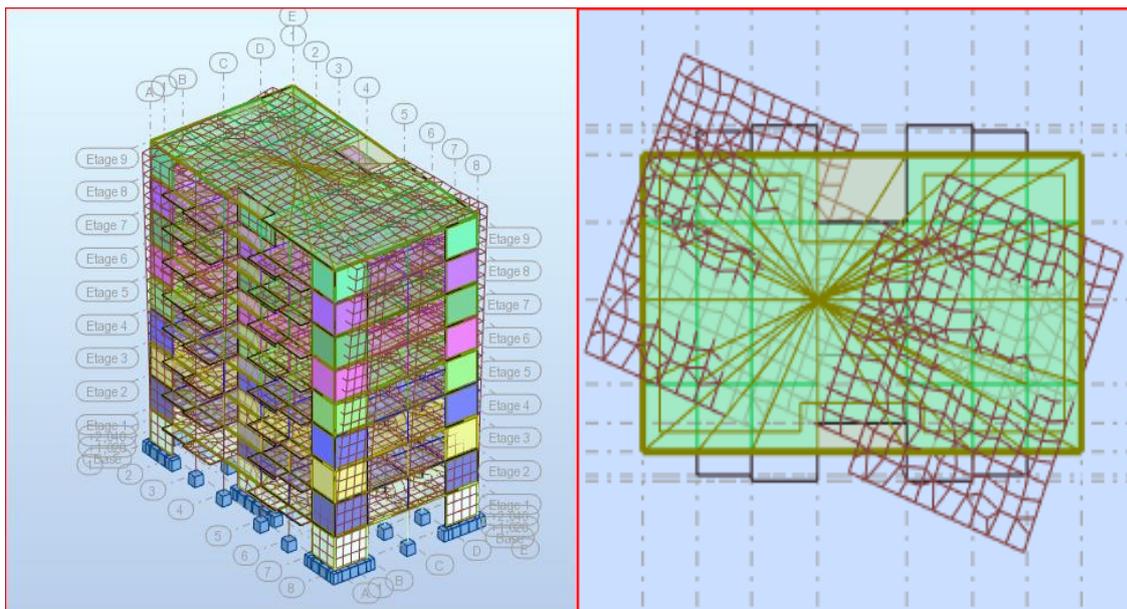


Figure IV.7. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T3=0,38)

Donc, on adopte la dernière disposition des voiles qui a vérifié la stabilité de la structure contre le séisme.

IV.2.4. Vérification du système de contreventement :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$V_{k \rightarrow F}$ **Tableau IV.6:** les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

FX(T)	FX sur les poteaux (T)	FY (T)	FY sur les poteaux (T)	FZ(T)	FZ sur les voiles (T)
289.403	103.167	248.549	98.032	-4146.26	-789.49

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{103,167}{289,403} = 0,3565 = 36 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{98,032}{248,549} = 0,3944 = 39 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_z \text{ voile}}{F_z \text{ total}} = \frac{-789,49}{-4146,26} = 0,1904 = 19 \% = 20 \%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Le système de contreventement adopté est un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. dans ce système de contreventement.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

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 notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles).

IV.2.5.Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent : D'après l'art (4.2.3 de RPA99/version 2003), la force sismique totale V qui s'applique à la base de la

structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$D = \begin{cases} Dx = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.4}{0.48} \right)^{\frac{2}{3}} \\ Dy = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.4}{0.60} \right)^{2/3} \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} Dx = 1.95 \\ Dy = 1.68 \end{cases}$$

Tableau IV.7: les résultats des forces sismiques

sens	A	D	R	Q	W(T)	V _{dyn} (T)	V _{st} (T)	0.8V _{st}	
Longitudinale(XX)	0.15	1.95	5	1.2	4146.24	289.403	291.066	232.85	C.V
Transversale(Y Y)	0.15	1.68	5	1.2	4146.24	248.549	246.287	197.029	C.V

Donc : $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow **Condition vérifier**

IV.2.6. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes: (art 4.2.5 RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i; j

➤ Sens longitudinale :

Etage	FX (T)	FX sur les poteaux (T)	FX sur les voile
RDC	289.403	103.167	186.235
1	282.871	52.704	230.167
2	268.661	62.750	205.911
3	249.873	68.834	181.042
4	229..335	70.771	155.564
5	196.491	69.285	127.206
6	160.878	65.456	95.422
7	118.042	57.049	60.992
8	61.026	66.551	-5.485

➤ Sens transversale :

Etage	FX (T)	FX sur les poteaux (T)	FX sur les voile
RDC	248.549	98.031	150.517
1	241.995	46.856	195.099
2	229.598	53.541	176.057
3	213.714	57.774	155.940
4	193.364	58.989	134.375
5	168.681	57.671	111.010
6	138.585	54.614	83.971
7	102.082	47.056	55.026
8	54.088	57.382	-3.294

IV.2.7. Vérification les déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY) .

Tableau IV.8 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.

Etage	$\delta_{ky}(\text{cm})$	$\Delta x(\text{cm}) = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{kx}(\text{cm})$	$\Delta y(\text{cm}) = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0,2	0,2	0,2	0,2
1	0,6	0,4	0,6	0,4
2	1,1	0,5	1,1	0,5
3	1,7	0,6	1,7	0,6
4	2,3	0,6	2,4	0,6
5	2,9	0,6	3	0,7
6	3,5	0,6	3,7	0,7
7	4,1	0,6	4,3	0,6
8	4,6	0,5	4,9	0,6

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{\text{RDC}}$ sont inférieurs à $\Delta_{\text{adm}} = 1\% (h) = 1\% (3,06) = 0,0306\text{m} = 3,06\text{cm}$.

IV.2.8. Caractéristique géométrique et massique:

➤ Centre de masse :

Définition:

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des

Efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

➤ **centre de torsion :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

-Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.

-Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xj} X_j}{\sum I_{xj}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{yj} Y_j}{\sum I_{yj}}$$

Tableau IV.9 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

	W [t]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	4146,24	13,3	7,5	13,3	4,612
1	4146,24	13,3	7,5	13,3	4,612
2	4146,24	13,3	7,5	13,3	4,612
3	4146,24	13,3	7,5	13,3	4,612
4	4146,24	13,3	7,5	13,3	4,612
5	4146,24	13,3	7,5	13,3	4,612
6	4146,24	13,3	7,5	13,3	4,612
7	4146,24	13,3	7,5	13,3	4,612
8	4146,24	13,3	7,5	13,3	4,612

➤ **excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

➤ L'excentricité accidentelle :

Tableau IV.10 :L'excentricité

Etage	Masse	G(x, y)	R(x, y)	ex0	ey0
1	465.77	13.3; 7.517	13.3 ;4.612	0	2.905
2	465.77	13.3; 7.517	13.3 ;4.612	0	2.905
3	465.77	13.3 ;7.517	13.3 ;4.612	0	2.905
4	465.77	13.3 :7.517	13.3 ;4.612	0	2.905
5	465.77	13.3 ;7.517	13.3 ;4.612	0	2.905
6	465.77	13.3 ;7.517	13.3 ;4.612	0	2.905
7	465.77	13.3 ;7.517	13.3 ;4.612	0	2.905
8	465.77	13.3 ;7.517	13.3 ;4.612	0	2.905
9	420.08	13.3 ;7.572	13.3 ;4.627	0	2.945

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 26.60$ m $e_{ax} = 0.00$ m
- $e_{ay} = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 15.35$ m $e_{ay} = 2.905$ m

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_{ax} = 1,33$ m
- $e_y = 2.905$ m

IV.2.9. Justification de l'effort P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article (5.9 du RPA99/version2003 p40).

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Tableau IV. 11: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal

Etage	W_t (T)	Δx	V_x (T)	H(m)	θ	Vérification
RDC	4146,24	0,2	289,403	3,06	0,00936	vérifiée
1	3680,47	0,4	282,871	3,06	0,01701	vérifiée
2	3214,7	0,5	268,661	3,06	0,01955	vérifiée
3	2748,93	0,6	249,873	3,06	0,02157	vérifiée
4	2283,16	0,6	226,335	3,06	0,01978	vérifiée
5	1817,39	0,6	196,491	3,06	0,01814	vérifiée
6	1351,62	0,6	160,878	3,06	0,01647	vérifiée
7	885,85	0,6	118,042	3,06	0,01471	vérifiée
8	420,08	0,5	61,026	3,06	0,01125	vérifiée

Tableau IV.12: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal

Etage	W_t (T)	Δy	V_y (T)	H(m)	θ	Vérification
RDC	4146,24	0,2	248,549	3,06	0,0109	vérifiée
1	3680,47	0,4	241,955	3,06	0,01988	vérifiée
2	3214,7	0,5	229,598	3,06	0,02288	vérifiée
3	2748,93	0,6	213,714	3,06	0,02522	vérifiée
4	2283,16	0,6	193,364	3,06	0,02315	vérifiée
5	1817,39	0,7	168,681	3,06	0,02465	vérifiée
6	1351,62	0,7	138,585	3,06	0,02231	vérifiée
7	885,85	0,6	102,082	3,06	0,01702	vérifiée
8	420,08	0,6	54,088	3,06	0,01523	vérifier

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

IV.2.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

M_R : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_R = \sum F_i \times h_i$$

M_S : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_S = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure.

➤ Sens longitudinal:

Tableau IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X) :

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	6,532	3,06	19,9879
1	14,21	6,12	86,9652
2	18,788	9,18	172,474
3	23,538	12,24	288,105
4	29,844	15,3	456,613
5	35,613	18,36	653,855
6	42,836	21,42	917,547
7	57,016	24,48	1395,75
8	61,026	27,54	1680,66

Vérifications:

$$M_S = 4146,24 \times \left(\frac{26,60}{2}\right) = 55145 \text{ T.m}$$

$$M_r = 5671,95 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 9,7224 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

➤ **Sens transversal :**

Tableau IV.14: moment de renversement provoqué par les charges horizontales

Sens (Y) :

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	6,594	3,06	20,1776
1	12,357	6,12	75,6248
2	15,884	9,18	145,815
3	20,35	12,24	249,084
4	24,683	15,3	377,65
5	30,096	18,36	552,563
6	36,503	21,42	781,894
7	47,994	24,48	1174,89
8	54,088	27,54	1489,58

Vérifications:

$$M_S = 4146,24 \times \left(\frac{15,35}{2}\right) = 31822,4 \text{ T.m}$$

$$M_r = 4867,28 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 6,53802 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier.}$$

La stabilité au renversement est vérifiée pour les deux sens.

Conclusion :

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique.

Après le calcul de ROBOT on adopte la section de poteau 60*60.

Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.1. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.
- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q \pm E_x$
- 4) $0.8G \pm E_x$
- 5) $G + Q \pm E_y$
- 6) $0.8G \pm E_y$

V.1.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :**a) Les armatures longitudinales:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone recouvrement
RDC et étage	60×60	28.8	144	216

b) Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99 (Article 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l, 15\text{cm})$ en zone **IIa**

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$ en zone **IIa**

Où : φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \text{ en \% est donnée comme suit :}$$

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

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

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants $\phi_{che \text{ min ées}} \geq 12\text{cm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ROBOT 2018**, les résultats sont résumés dans le tableau (**tabVI.2**) Ci-après :

TabV.2-Sollicitations dans les poteaux (voir annexe 1)

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$ E.L.U		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$ G+Q±E		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$ 0.8G±E	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC et étage	2091.49	18.28	90.93	1840.56	-1569.55	2.37

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de Stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

V.1.3.Calcul du ferrailage :

➤ Ferrailage longitudinale :

Exemple de calcul :

Poteau de section $(60*60)\text{cm}^2$.

- $N_{\max} = 2091.49\text{KN}$ $M_{\text{cor}} = 18.28 \text{ KN.m}$
- $M_{\max} = 90.93 \text{ kN.m}$ $N_{\text{cor}} = 1840.56 \text{ KN}$
- $N_{\min} = 1569.55 \text{ KN}$ $M_{\text{cor}} = 2.37 \text{ KN.m}$

1^{ère} Cas: G+Q+E

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a = e_0 + e_a.$$

- e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{90.93}{1840.56} = 0.04940 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right)$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250} \right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.04940 + 0.02 = 0.0694 \text{ m} = 6.94 \text{ cm}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20 e_0}{h} \right)$$

l_f : la longueur de flambement du poteau.

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

$$\frac{l_f}{h} = 3.57 < \max (15 ; 0.454)$$

✓ **Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 12.35$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.829$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi) \longrightarrow e_2 = 0.0086$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1, on supposera $\alpha = 0.5$.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e = e_1 + e_2 = 0,0694 + 0,0086 = 0,078.m$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 1840.56 \times 0,078 = 143.56 \text{ (KN.m)}$$

❖ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 1840.56 \text{ (KN.m)} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 143.56 \text{ (KN.m)}$$

$$II = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$II = (0,337 \times 0,60 - 0,81 \times 0,04) \cdot 0,6 \times 0,6 \times 14,2 \text{ (N.m)}$$

$$II = 0,8680 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corr}} + N \times (d - h/2) = 143.56 + 1840.56 (0.56 - \frac{0.6}{2}) = 622.1056 \text{ (KN.m)}$$

$$I = 1840.56 (0.56 - 0,04) - 622.1056 = 0,3349 \text{ (MN.m)}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

• Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{\sigma_b b d^2} = \frac{622105.6}{18,5 \times 60 \times 56^2} = 0,17871$$

$$\overline{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}.$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,247; \beta = 0.9012.$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{622105.6}{400 \times 0,901 \times 56} = 30.82 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 30.82 - \frac{1840560}{100 \times 400} = -15,194 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas ELU:

❖ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 2091.49 \text{ (KN)} ; \quad M_{\text{corr}} = 18.28 \text{ (KN.m)}$$

$$e_{0\mu} = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{max}}} = \frac{18.28}{2091.49} = 0,0087 \text{ m}$$

$$e_{\text{tot}} = 0,0373 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 2091.49 \times 0,0373 = 78.012 \text{ (KN.m)}$$

$$II = 0.8680 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N_u (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N \times (d - h/2) = 78.012 + 2091.49 \left(0.56 - \frac{0.6}{2}\right) = 621.799 \text{ (KN.m)}$$

$$I = 2091.49 (0.56 - 0.04) - 621.799 = 0,65400 \text{ (MN.m)}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{621799}{14.2 \times 60 \times 56^2} = 0,2327$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,336; \beta = 0,8656.$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \beta d} = \frac{621799}{348 \times 0,866 \times 56} = 36.843 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 36.843 - \frac{2091490}{100 \times 348} = -23.25 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas . 0.8G+E :

❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{\text{corr}} = 2.37 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{\text{min}} = -1569.55 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{2.37}{1569.55} = 0.0015$$

$$e_{\text{tot}} = 0.0301$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 1569.55 \times 0.00301 = 47.243 \text{ (KN.m)}$$

$$II = 0,8680 \text{ (MN.m)}$$

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

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N \times (d - h/2) = 47.243 + 1569.55 \left(0.56 - \frac{0.6}{2}\right) = 617.774 \text{ KN.m}$$

$$I = 1569.55(0.56 - 0.04) - 617.774 = 0.1984 \text{ MN.m}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{617774}{18,5 \times 60 \times 56^2} = 0,1774$$

$$\overline{\sigma_b} = 18,5 \text{Mpa}, \overline{\sigma_s} = 400 \text{Mpa}.$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.2459; \beta = 0,901.$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{617774}{400 \times 0,901 \times 56} = 30.609 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 30.609 - \frac{1569.55}{100 \times 400} = -8.629 \text{ cm}^2$$

TabV.3-Ferraillage des poteaux

Niveau	Section	A cal (cm ²)	ARPA	Aadop	Barres
RDC et étage	60×60	0	28.8	30.29	12HA16+4HA14
		0			
		0			

➤ **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{tel que :}$$

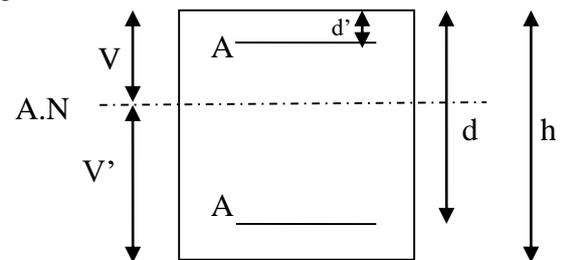
$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \quad \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \quad \text{béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et } V' = h - V$$



FigV.1.section d'un poteau

$$I_{yy'} = \frac{b}{2}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

TabV.4-Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	RDC et étage
Section (cm ²)	60×60
d (cm)	56
A' (cm ²)	6.16
A (cm)	24.13
S (m ²)	0.405
V (cm)	31.72
V' (cm)	28.28
I _{yy'} (m ⁴)	0.019
N _{ser} (KN)	1519.7
M _{ser} (KN.m)	59.54
M _{serG} (KN.m)	2681.32
σ _{bc1} (MPa)	4.197
σ _{bc2} (MPa)	4.149
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15
Observation	Vérifiée

➤ **Ferraillage transversale :**

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 117080 \times 0.10}{60 \times 400} = 1.83cm^2$$

En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 117080 \times 0.15}{60 \times 400} = 2.74cm^2$$

$$A_t = 2.74 cm^2 \text{ soit : } 4T10 / A_t = 3.14cm^2$$

V.1.4. Vérification des cadres des armatures minimales:

• **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (Zone II).

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

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

- **Dans la zone nodale** $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,5\% \Rightarrow A_t = 0,005 \times 10 \times 60 = 3cm^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

- **Dans la zone courant** : $t=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,5\% \Rightarrow A_t = 0,005 \times 15 \times 60 = 4,5cm^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

• **BAEL91 : (art A.8.1, 3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33mm$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (24cm ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$ Condition Vérifier.

➤ **Vérification au flambement :**

Selon le CBA93 (artB.8.2.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que : $N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b=1.5 \\ \gamma_s=1.15 \end{array} \right\} \text{Coefficients de sécurité béton, acier.}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.
l'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires,}$$

$l_f = 0.7l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour les poteaux qui ont le même ferrailage
On prendra comme exemple de calcul les poteaux du RDC qui sont les plus élancées.

$$N_d = 2091.49 \text{ KN}$$

$$l_f = 214.2 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 12.35 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.829$$

$$Br = (0.6 - 0.02) \times (0.6 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.829 \times \left(\frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 30.29 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 12.49 \text{ MN}$$

$$N_d = 2.091 \text{ MN} < 12.49 \text{ MN} \Rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

➤ Vérification aux sollicitations tangentés :

D'après le RPA99 version 2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}, \quad \overline{\tau_{bu}} = \rho d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (tabVI.6) suivant :

TabV.5-Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρd	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MN)	Obs.
RDC et étage	60×60	214.2	3.57	0.04	56	117.08	0.34	1	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

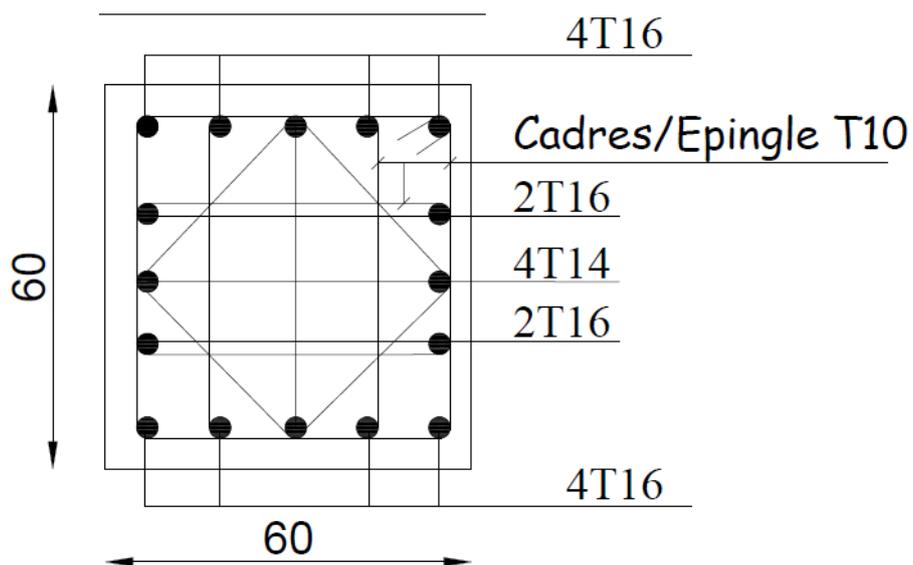


Figure V.2 : Ferrailage des sections des poteaux

V.2. Etude des poutres :

Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ROBOT 2018**, qui est tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA 99/03** qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (40×30).
- poutres secondaires (35×30).

V.2.1. RECOMMANDATION DU RPA99/2003 :**A- ARMATURES LONGITUDINALES : RPA99/2003(Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante,
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

B- ARMATURES TRANSVERSALES : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $St \leq \min (h/4; 12\phi_1^{min})$ en zone nodale,

– $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

ϕ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. CALCUL DU FERRAILLAGE

➤ LES ARMATURES LONGITUDINALES :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

🚧 Poutre principale (30× 40) cm² : (voir annexe 2)

• En appuis :

niveau	$M_a \text{ sup}$ (KN.m)	$A \text{ sup}$ (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	$A \text{ adopt}$ (sup)
RDC et étage	98.25	8.69	6	3HA16+3HA12

• En travée :

Niveau	M_t (KN.m)	A_t (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	$A \text{ adop}$ (cm ²)
RDC et étage	56.76	4.78	6	3HA16

✚ **Poutre secondaire (30× 35) cm² : (voir annexe 3)**

- **En appuis :**

niveau	M _{a sup} (KN.m)	A _{sup} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adopt} (sup)
RDC et étage	53.15	5.29	5.25	3HA12+2HA12

- **En travée :**

Niveau	M _t (KN.m)	A _t (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
RDC et étage	16.26	1.891	5.25	3HA16

➤ **Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 :**

-Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

❖ **Poutres principales :**

-En zone courante :

$$A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > \text{A condition vérifiée.}$$

-En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > \text{A condition vérifiée}$$

❖ **Poutres secondaires :**

-En zone courante :

$$A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > \text{A condition vérifiée.}$$

-En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > \text{A condition vérifiée}$$

❖ **Les longueurs de recouvrement :**

- La longueur minimale des recouvrements est de

$$\emptyset = 12\text{mm} : L_r = 40\emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 16\text{mm} : L_r = 40\emptyset = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Poutre principale : } A > 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\text{Poutre secondaire : } A > 0.23 \times 30 \times 31 \times \frac{2.1}{400} = 1.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

➤ **Vérifications de la flèche :(B.A.E.L. art B.6.5) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\text{❖ } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

● **poutre principale :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{480} = 0.083 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.14}{30 \times 36} = 0.0084 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

● **poutre secondaire :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{475} = 0.0933 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16}{30 \times 31} = 0.0066 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle maximale :**

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

a- **Pour les poutres principales :**

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{92850}{300 \times 360} = 0.859\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

b- **Pour les poutres secondaires :**

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{61920}{300 \times 310} = 0.665 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ **Les armatures transversales :****-Calcul de ϕ_t :**

Le diamètre des armatures transversales est donnée par

$$\phi \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(1.14\text{cm}; 3.0\text{cm}; 1.2\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 10\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } \phi_t = 8\text{mm}$$

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

Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour les poutres.

-Calcul de l'espacement :

-Selon le RPA :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$$

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm}) \text{ soit : } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t \leq \text{Min}(8.75\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm}) \text{ Soit : } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm} \text{ soit : } S_t = 15\text{cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm.}$$

➤ **Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armature transversales minimales est donnée par :

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8\text{mm.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

• **Poutres principales :**

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \Rightarrow A \geq \frac{1.15}{400} \left(92850 - \frac{98250}{0.9 \times 0.36} \right) = 6. \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Poutres secondaires**

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \Rightarrow A \geq \frac{1.15}{400} \left(61920 - \frac{53150}{0.9 \times 0.31} \right) = 3.69 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Poutres	Localisation	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
Poutres principales	Appuis	99.12	72.16	1.37	0.248	0.435	vérifiée
	Travées	56.76	41.31	1.37	0.136	0.435	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	32.90	23.83	1.38	0.104	0.425	vérifiée
	Travées	16.26	11.75	1.38	0.051	0.425	vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

○ Poutre principale :

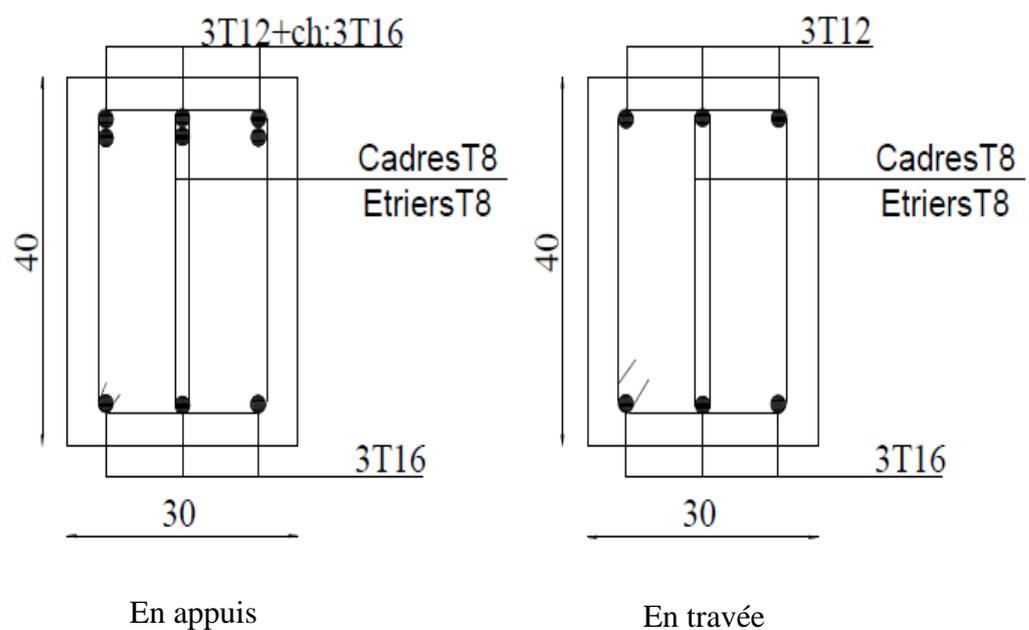


Figure V.3. Ferrailage de poutre principale

○ **Poutre secondaire :**

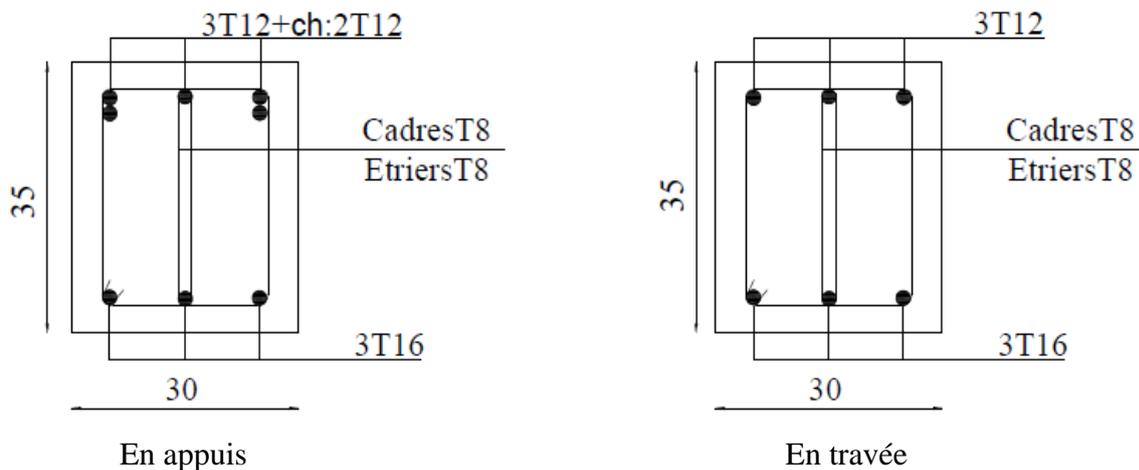


Figure V.4. Ferrailage de poutre secondaire

V.3. Etude des voiles :

Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces derniers sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiteront une disposition du ferrailage suivant :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

▪ **Types d'armatures :**

-Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.

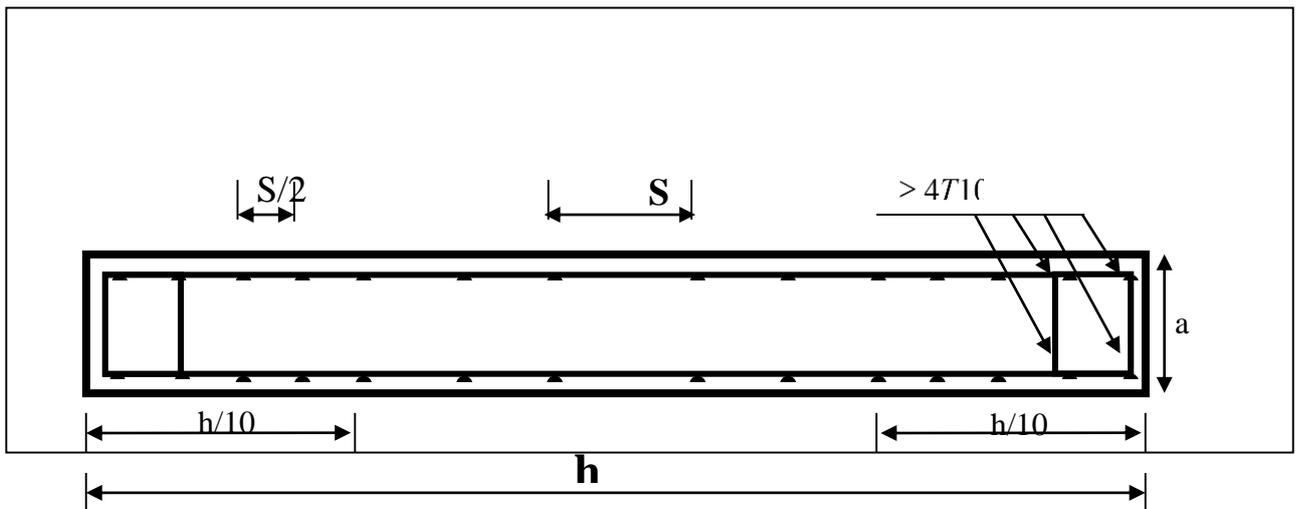
Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

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

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.



FigV.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles

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

-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit

Règles communes :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné

Comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- en zone courante 0,10%

- ❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des

Valeurs Suivantes :

$$S_t \leq 1,5a \quad S_t \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ espacement du voile.}$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **1 /10** de l'épaisseur de voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement désigne des efforts est possible ;
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charge.
- ❖ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{VJ} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{\text{calculé}}$$

- ❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

V.3.1. Calcul de la section d'armature (Ferrailage verticale) :

V.3.1.1. Ferrailage verticale :**➤ Type de section qu'on part avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

➤ Etapes de calcul :○ **Détermination de la nature de la section :**

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c' est : $\frac{h}{6}$).

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$).

○ **Calcul des sections suivant leurs natures :**

➤ **Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

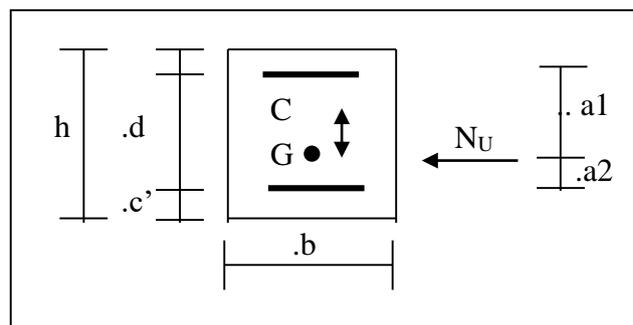
Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$



Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée :** la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

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

$$A = A'_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

- **Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins}$$

❖ 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

❖ 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

❖ 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

➤ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$

➤ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$

➤ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$ (en zone courante)

- **Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :**

Le ferrailage se fera calculer en flexion composées sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

• $N = 0,8 N_G \pm N_E$

• $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

• $N = N_G + N_Q \pm N_E$

• $M = M_G + M_Q \pm M_E$

- **Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales :)**

Le ferrailage se fera calculer en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

La calcul se fera avec les combinaison suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison c'est pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité C- à -d pour pousser le centre de à l'extérieure de la section (cas d'une section partiellement comprimé) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

VI.3.2. Calcul de la section d'armature :

Soit le voile de niveau RDC :

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : (0.8G+Ex) (voir annexe 4)

Niveau	T(KN)	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N (m)
RDC V(0,15×5.4×3,06)	498.00	1299.40	3459.07	2,66

- **Armatures verticales :**

$$M=3459.07 \text{ KN.M}$$

$$N=-1299.04 \text{ KN.}$$

$$h= 5.4 \text{ m ; } c=5 \text{ cm.}$$

$$d= h-c = 5.35 \text{ m ; } a=0,15 \text{ m.}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3459.07}{1299.04} = 2.663 \text{ m.}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u - N_u \times (d - h/2) = 3459.07 - 1299.04 \cdot (5.35 - 2.7) = 6901.526 \text{ KN.m.}$$

$$A = N \times (d - c') - M_A$$

$$B = (0.337h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_{bc}.$$

$$N \times (d - c') - M_A \leq (0.337h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_{bc}.$$

$$-16.614 \text{ KN.m} \leq 826.610 \text{ KN.m.}$$

Section partiellement comprimée.

- **Vérification de flambement :**

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

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20 \times 2.66}{5.40} = 9.85)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 5.40}{5.40} = 0.5$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.5 \leq 15 \dots\dots\dots CV.$$

✓ **Calcul de ferrillage :**

A)-Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = N(e + d - \frac{h}{2}) = 1299.04(2.66 + 5.35 - 2.7) = 6897.90 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma \times b \times d^2} = \frac{6897.90 \times 10^3}{18.5 \times 15 \times 535^2} = 0.0868 \leq \mu_l = 0.392.$$

$$\text{Donc : } A'_f = 0$$

$$\alpha = 0.114.$$

$$\beta = 0.954.$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma \times \beta \times d} = \frac{6897.90 \times 10^3}{400 \times 0.954 \times 535} = 33.787 \text{ cm}^2.$$

B)-Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f + \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 33.787 + \frac{1299.04 \times 10^3}{100 \times \sigma_s} = 1.311 \text{ cm}^2.$$

N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
365410	1.311	0

• **L'armature verticale minimale**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1299.04 \times 10^3}{150 \times 5400} + \frac{6 \times 3459.07 \times 10^6}{150 \times 5400^2} = 6.34 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1299.04 \times 10^3}{150 \times 5400} - \frac{6 \times 3459.07 \times 10^6}{150 \times 5400^2} = 1.59 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \geq 0 .$$

$$l_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.08 \text{ m.}$$

Alors : $A_{min}^l = 0.002 \times l_t \times a = 3.24 \text{ cm}^2$.

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.183d} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

Niveau	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^l (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)
RDC V(0,15×4,8×3,06)	1.311	3.24	1.45

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 540 = 12.15 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

***Dans la zone tendue :** $A \max(A_{cal} ; A_{min}^{RPA} , A_{min}^{BAEL})$

Alors on prend $A = 3.24 \text{ cm}^2$.

***En zone courante**

$$h' = h - 2l_t = 5.4 - 2 \times (1.08) = 3.24 \text{ m}$$

$$A_{min2} = 0.001 \times b \times h' = 4.86 \text{ cm}^2 ; \text{ donc on adopte } : A_c = 6.28 \text{ cm}^2 = 8T10.$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendue} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 3.24 + 6.28 = 12.76 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 12.15 \text{ cm}^2.$$

Tableau récapitulatif :

Niveau	A_{tendue} (cm ²)	A_c (cm ²)	A_{tot} (cm ²)	A_{min}^g (cm ²)	condition	A_{adopt}
RDC V(0,15×5.4×3,06)	3.24	6.28	12.76	12.15	Vérifier	20HA10=15.71

Choix d'armature:

- Dans la zone tendue :

$$A = 15.71 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 20\text{HA}10$$

- En zone courante :

$$A = 6.28 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 8\text{HA}10$$

L'espaceur

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1,5.a ; 30 \text{ cm}) = \min (15 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S=20 \text{ cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D=10 \text{ cm}$

Les espacements suivant (BAEL) est négligé à celle de RPA99

- Vérification des contraintes de cisaillement :

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% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est } \tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1.4 \frac{498000}{150 \times 0,9 \times 5400} = 0,683 \text{ MPa.}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2.$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend : $A_{hor} = 4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

- L'espace des barres :

Armatures Horizontales:

On a pour chaque nappe $4\phi 10$ par ml, donc on prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

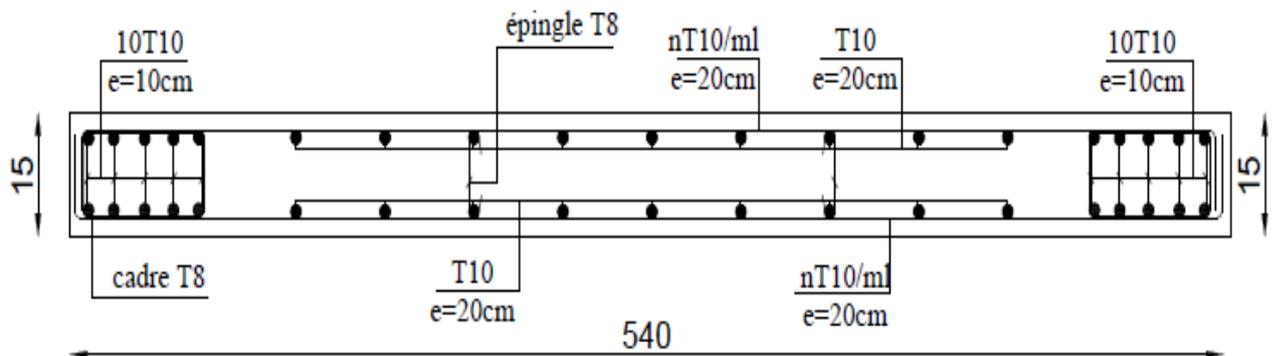


Figure V.5. Ferrailage de voile

ETUDE DES FONDATIONS

VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

- Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2.Caractéristique de sol :

On propose :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de **SETIF**

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : $Q=2,50$ bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S2 (site ferme)

-ancrage des fondations : $D = 2.30$ m

VI.3.Calcul des fondations :

Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.

- Semelle filante.
- Radier général.

VI.3.1.Semelle isolée :

Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit une file des poteaux les plus sollicités et en doit vérifier que :

- **Dimensionnement :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} ; \quad a=b$$

$$\Rightarrow A=B$$

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{P_{\text{ser}}}{s} \Rightarrow S \geq \frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

S : section de la semelle

σ_{sol} : contrainte admissible du sol ; $\sigma_{\text{sol}}=2.5$ bars

$N_{\text{ser}}=1425.64\text{kN}$

$$S \geq \frac{151.98}{25} \Rightarrow A=B = 2.5 \text{ m}$$

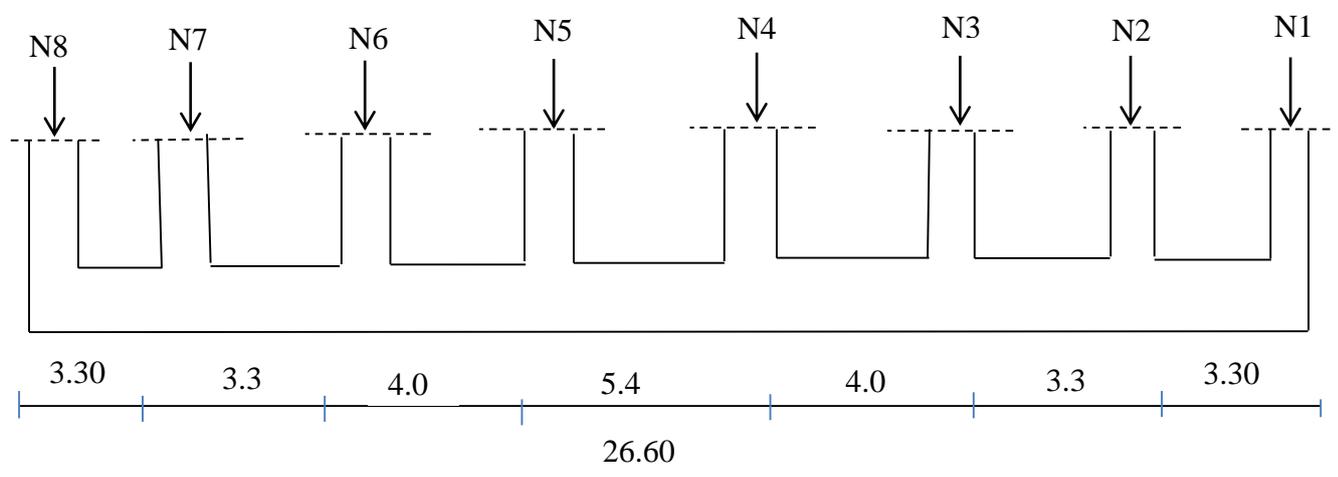
- **Remarque :**

Cette section est grande, on constate qu'il y a chevauchement entre certaines semelles, pour cela on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2.Semelle filante :

VI.3.2.1.Semelle filante sous poteaux :

Pour assurer la validité de la semelle filante on choisit une file des poteaux les plus sollicités. (voir annexe 5)



$$\begin{aligned}
N_1 &= 91.372T. \\
N_2 &= 112.20T \\
N_3 &= 112.279T \\
N_4 &= 151.987T \\
N_5 &= 149.107T \\
N_6 &= 121.535T \\
N_7 &= 111.171T \\
N_8 &= 91.530T.
\end{aligned}$$

On suppose que les efforts normaux de la superstructure vers les semelles sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.

Donc elle doit vérifier la condition suivante :

$$S > \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec : N : charge qui revient à la semelle.

S : section de la semelle (B×L).

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar} = 25 \text{ T/m}^2$.

$$N_{ser} = \sum N_i = 941.181T.$$

$$S = B \times L \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow \frac{941.181}{25 \times 26.6} = 1.40m.$$

- **Détermination de l'excentricité (e) :**

$$\sum N_u = 1304.658T.$$

$$\sum N_i \cdot x_i = x_R \cdot \sum N_i \Rightarrow x_R = \frac{\sum N_i \cdot x_i}{\sum N_i}$$

$$x_R = 13.31m$$

$$\Rightarrow e = L/2 - x_R = 13.3 - 13.31 = -0.01m$$

$$N = 1304.658T$$

$$M = N \cdot e = 1304.652 \times 0.01 = 13.05T \cdot m$$

$$\sigma_{max} = N/L \cdot B + M/BL^2 < \sigma_{SOL} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = N/L \cdot B - M/BL^2 < \sigma_{SOL} = 250 \text{ kN/m}^2$$

On fixe le débord à 2m $\Rightarrow L = 30.6 \text{ m}$.

$$\sigma (\text{max, min}) = 1304.658/30.6 \cdot B \pm 13.05/(30.6^2) \cdot B < \sigma_{SOL}$$

$\Rightarrow B \geq 0,21 \text{ m}$

On prend : $B=1,5\text{m}$
 $L=30,6 \text{ m.}$

• **VERIFICATION DE LA STABILITE :**

✚ **E.L.U** (situation durable) :

il faut que : $M / N \leq L/6$

$$(13.05/1304.652)=0.01M < 5.1\text{m} \quad \text{vérifier.}$$

• **CONDITION DE RIGIDITE LA SEMELLE :**

- E : module d'élasticité du béton ($E=3.21 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$)
- K_S : coefficient de raideur du sol (le guide VERITAS)

Pour un bon sol $k_s = 8000 \text{ t/m}^3 = 8 \cdot 10^4$

$$L_e = \{4 \cdot E \cdot I / K_S \cdot B\}^{1/4}$$

$$L_{max} \leq L_e \times \frac{\pi}{2} \Rightarrow h \geq \left(\frac{2L_{max}^4 \times 3 \times K \times B}{\pi^4 \times E \times b} \right)^{1/3}$$

$$L_{max} \leq L_e \times \frac{\pi}{2} \Rightarrow h \geq \left(\frac{2 \times 5.4^4 \times 3 \times 8 \times 10^4 \times 1.5}{\pi^4 \times 3.21 \times 10^7 \times 0.6} \right)^{1/3}$$

$$\Rightarrow h \geq 1.37$$

On prend : $h = 1,60\text{m.}$

• **CONDITION DU POINÇONNEMENT DE LA SEMELLE :**

$$h_{min} \geq (B-b)/4 + 0.05$$

$$h_{min} \geq (1,4-0,6)/4 + 0,05$$

$$h_{min} \geq 0,25 \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm.}$$

• **DETERMINATION DES ARMATURES :**

$$\sigma_{moy} = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4$$

$$\sigma_{max} = Nu/L \cdot B + M/B \cdot L^2 = 30.93 + 0.052$$

$$\sigma_{max} = 30.986 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Nu/L \cdot B - M/B \cdot L^2 = 30.878 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (30.986 + 30.878) / 4$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 15.466 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\text{ult}} = \sigma_{\text{moy}} \cdot B = 23.199 \text{ T/ml} = 231.99 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u2} = [1.35(p.t.s)] / L_{\text{tot}}$$

Poids totale de la semelle : poids de terre + semelle

$$P_s = 25 \cdot B \cdot L \cdot h_{\text{tot}} = 25 \times 1,5 \times 30.6 \times 1,6 = 1836 \text{ kN}$$

$$P_T = \gamma \cdot B \cdot L \cdot (D-H) = 19.8 \times 1,5 \times 30.6 \times (2.30 - 1.6) = 636.174 \text{ kN}$$

$$q_{u2} = 109.066 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = q_{u1} + q_{u2} = 340.056 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de ferrailage :**

$$A_s = q_u \cdot (B-b) / 8 \cdot d \cdot \sigma_s \quad \text{d'après le BAEL}$$

$$A_s = 340056 \cdot (1500 - 600) / 8 \cdot 0,9 \cdot 1600 \cdot 348$$

$$A_s = 0.76 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Emplacement des barres tous les 15 à 25 cm, 6 barres par mètre, cette solution peut être réalisé avec 6T10

- **Disposition des crochets :**

Pour cela il faut que la longueur de scellement soit inférieure à B/4.

On a d'après le B.A.E.L91/modifier 99 :

$$L_s = \text{longueur de scellement} : \frac{\Phi}{4,0,6 \cdot \psi_s^2 f_{tj}} f_e$$

Et d'après le tableau de BAEL :

$$L_s / \Phi = 35.5$$

$$L_s = 35,3 \cdot \Phi \leq B/4$$

$$\Phi \leq B/4 \cdot 35,3 \Rightarrow \Phi \leq 1.06 \text{ cm}$$

Donc on peut choisir la solution 6T10 avec un espacement de 25cm et sans l'utilisation des crochets.

- **Les armatures de répartition :**

D'après le BAEL :

$$A_r = A_s \cdot B/4 \quad (\text{avec } B \text{ en mètre})$$

$$A_r = 4,71 \times 1,5/4 = 1,77 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T8

$$\text{La hauteur de rive : } e \geq \max(15\text{cm}, 12 \Phi + 6\text{cm}) = 18\text{cm}$$

Mais on choisit : $e = 60 \text{ cm}$ (d'après la condition du poinçonnement).

- **FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE REDRAISEMENT :**

On utilise le rebot pour la détermination des moments en travée et sur appuis de semelle rigide sous poteau.



Les résultats sont :

$$M_t^{\max} = 96.73 \text{ T.m}$$

$$M_a^{\max} = 135.986 \text{ T.m}$$

$$T^{\max} = 125.19 \text{ t}$$

a) Armatures longitudinales :

- **En travée :**

$$M_U = 96.734 \text{ t.m}$$

$$\mu = 96.734 \cdot 0.01 / 0.6 \cdot 2.07 \cdot 14.2 \Rightarrow \mu = 0.055$$

$$\mu = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - (1 - 2\mu)^{1/2}) = 0.071$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 1.399\text{m} \quad ; \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = M_u / z \sigma_s = 96.734 / 1.399 \times 348. = 21.448 \text{cm}^2$$

Pour les armatures de travée on prend : 12T16

- **Sur appuis :**

$$M_a = 135.986 \text{ t.m}$$

$$A_s = 28.31 \text{cm}^2$$

Pour les armatures d'appuis on prend : 10T20

- **Le pourcentage minimal de RPA :**

$$A_{RPA} = 0.005 \times 160 \times 60 = 48 \text{cm}^2. \text{ Alors on prend : } 4T25 + 10T20.$$

b) Armatures transversales :

La qualité d'armatures transversales minimales données par l'RPA est déterminée comme suite :

$$A_t \geq 0.003 S_t \cdot b$$

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min } (h/2 ; 12\phi_L ; 30\text{cm}) \text{ Zone nodale.} \\ \frac{h}{2} \text{ Zone courante.} \end{cases}$$

La qualité des armatures minimale est donnée par BAEL 91 est déterminer comme suite :

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

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_1 ; b_0 / 10)$$

- **Vérification l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$T_u^{\max} = 125.19 \text{ t.}$$

$$\tau_u^{\max} = T_u^{\max} / b \cdot d. = 1.45\text{Mpa} < \bar{\tau} = 0.13 f_{c28} = 3.25\text{Mpa}.$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

	Section	zone	St (cm) RPA	St (cm) BAEL	St (cm) choisi
Poutre	60x160	courante	80	40	20
		nodale	30	40	15

- **Espacement des armatures transversales :**

	section	St (cm)	Φ_t (mm)
poutre	60x160	20	8
		15	8

- ❖ **Ferraillage :**

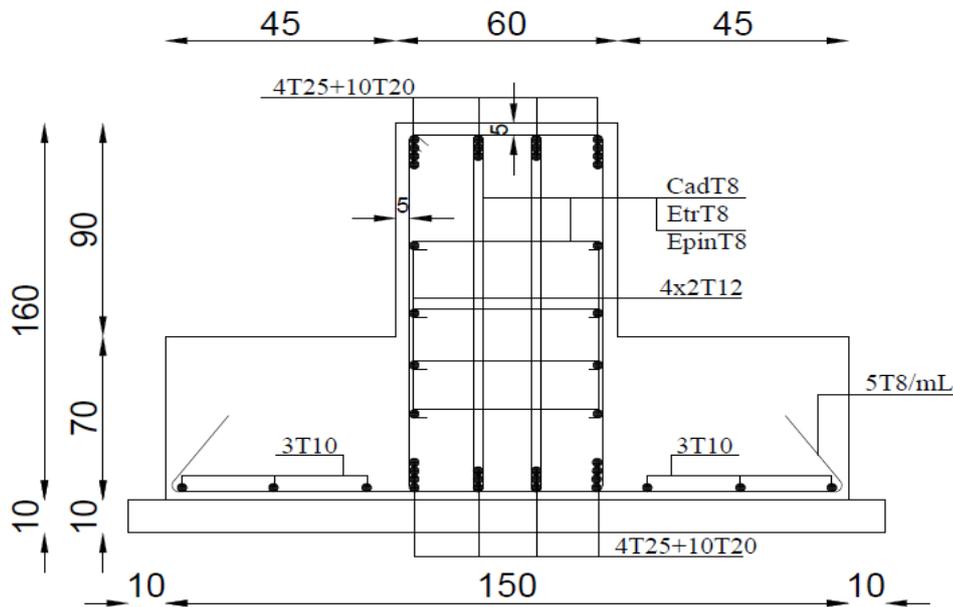


Figure VI.1. Ferraillage de la semelle filante sous poteau

VI.3.2.2.Semelle filante sous voile :

- **Exemple de calcul :**

$$M_{ser} = 21.10 \text{ KN.m.}$$

$$N_{ser} = 763.07 \text{ KN.}$$

$$M_u = 29.25 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1039.71 \text{ KN.}$$

- Détermination l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{21.10}{763.07} = 0.027 \text{ m}$$

- Détermination de coordonnée de la résultante :

$$e = \frac{N_i e_i + M_i}{N} = \frac{763.07 \times 0.027 + 21.10}{763.07} = 0.05 \text{ m.}$$

- Détermination la distribution par (ml) de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile :

$$\text{Si : } e \leq \frac{L}{6} = \frac{3.3}{6} = 0.55 \text{ m.}$$

$$q = \frac{N}{L} \left(1 \pm 6 \frac{e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{763.07}{3.3} \left(1 + 6 \frac{0.05}{3.3} \right) = 252.25 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\min} = \frac{763.07}{3.3} \left(1 - 6 \frac{0.05}{3.3} \right) = 210.21 \text{ KN/m.}$$

- Détermination largeur de la semelle :

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{B} \right) \frac{P_{ser}}{\bar{\sigma}}$$

$$B \geq 3.10 \text{ m.} \Rightarrow B = 3.20 \text{ m.}$$

- Calcul la hauteur total h :

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ m.}$$

$$h_t \geq 0.67 \text{ m} \Rightarrow h_t = 70 \text{ cm.}$$

- ❖ Ferrailage :

$$A_s = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e}{B} \right) (B-b)}{8d\bar{\sigma}} = \frac{103971 \left(1 + 3 \frac{0.027}{3.2} \right) (3200 - 600)}{8 \times 0.9 \times 70 \times 348} = 15.80 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte : 12 T14 = 18.47 cm².

- ❖ Ferrailage de répartition :

$$A_r = A_s \frac{B(\text{en metre})}{4} = 18.47 \frac{3.2}{4} = 14.77 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $10T14=15.39\text{cm}^2$.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 ; 4 \text{ MPa} \right).$$

Avec $b_{\text{voile}} = 15\text{cm}$; $d = 0.9 h = 63 \text{ cm}$.

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{11520}{150 \times 630} = 0.12 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}.$$

❖ **Ferraillage :**

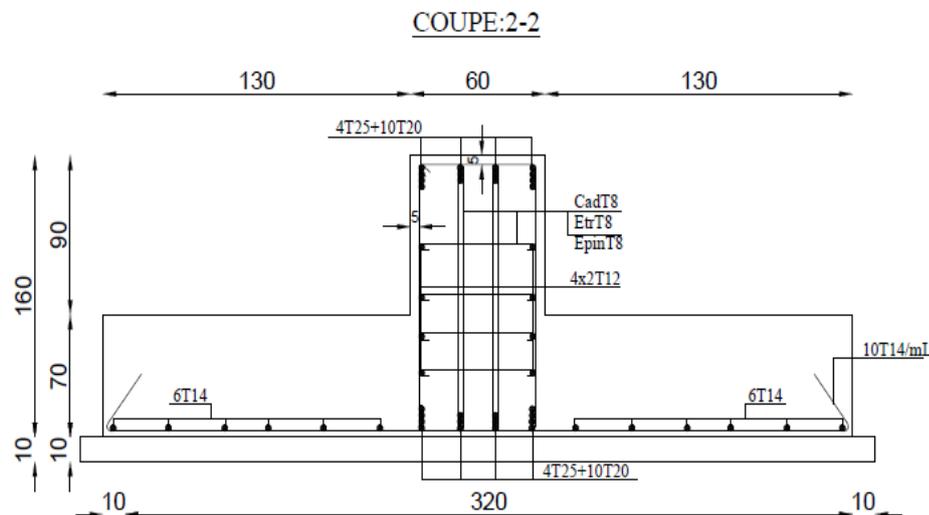


Figure VI.2. Ferraillage de la semelle filante sous les voiles

VI.3.3.longrine :

Les longrines (ou les dispositifs équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction

sous l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN}$ **RPA99 (art 10.1.1)**

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

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	✓ 15	12
S ₃	15	12	10
S ₄	12	10	8

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{2091.49}{15} = 139.43 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

25 cm × 30 cm : sites de catégorie S2

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min} = 6\% \cdot B' = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A_{\min}^{RPA} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 = 4.52

Les armatures transversales :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 6$ (*fissuration est préjudiciable*)

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi_\ell) ; \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

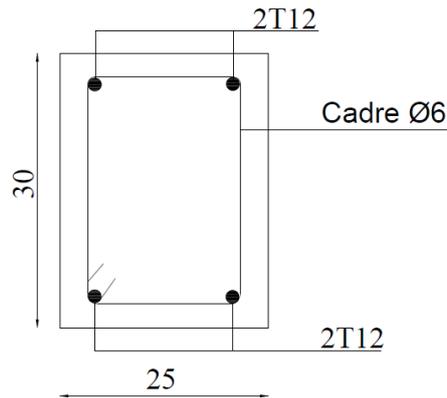


Figure VI.3: Ferrailage de longrine.

VI.3.4. La dalle flottante :

Introduction :

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre-plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

1. MISE EN OEUVRE_:

La mise en œuvre d'un dallage sur terreplein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

1.1. Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

1.2. Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

1.3. Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

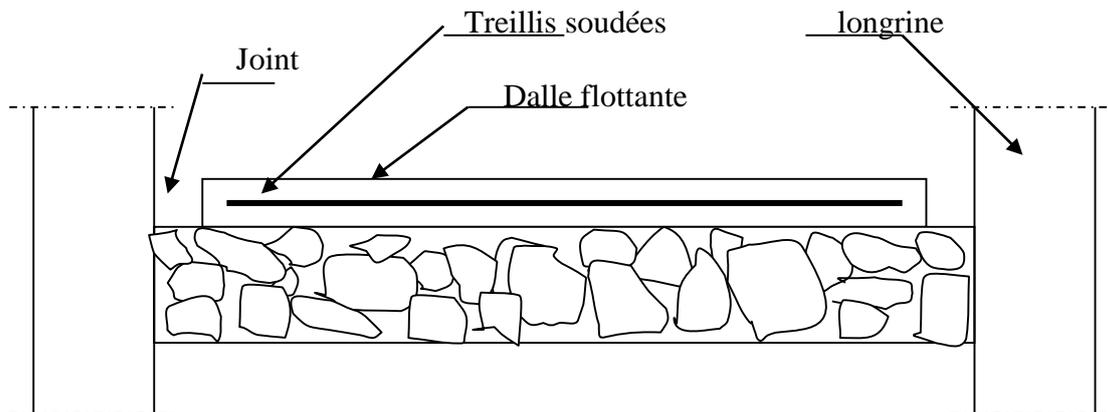


Figure VI.4: La dalle flottante

CONCLUSION :

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusion dont les plus importantes sont :

- ✓ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✓ La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux
- ✓ Pour avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et limiter les effets de torsions (moment de torsion). Il faut choisir la bonne disposition des voiles.
- ✓ Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, l'interaction horizontale et verticale les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, Nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

Les règlements :

- **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérien.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **C.B.A93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **D.T.R.B.C .2.2**: Document technique réglementaire (charges permanentes et Charges d'exploitation).
- **R.N.V.1999** Règlement neige et vent.

Logiciels :

- ROBOT 2018
- AUTOCAD 2016

Chapitre V :

Annexe 1 : les sollicitations appliquée sur le poteau.

185A 6 : 1.35G+1.5Q 1: CQC						
	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	209,149	-0,151	0,868	-0,034	1,828	0,187
Barre	82	82	82	82	82	82

14 : G+Q+EY 1: CQC						
	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	184,056	9,156	0,610	0,020	0,556	9,093
Barre	2	2	2	2	2	2
Noeud	42	42	12	12	12	42
Cas	14 (C) (CQC)					

MIN	156,955	-0,053	-1,337	0,035	-9,523	0,237
Barre	95	95	95	95	95	95
Noeud	18	71	18	18	71	71
Cas	9 (C) (CQC)					

	FX [T]	MY [Tm]
Type (couleur) de ligne		
Echelle : (cm) =	101.972	3.059
MAX	151,978	5,954
Barre	82	1739
Point	x = 0.0000	x = 1.0000

Annexe 2 : les moments appliquées sur la poutre principale (travée –appuis)

	MY [Tm]		MY [Tm]
Type (couleur) de ligne		Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	7.648	Echelle : (cm) =	7.648
MAX	5,676	MAX	4,131
Barre	130	Barre	130
Point	x = 0.6000	Point	x = 0.6000
Cas de charge	6	Cas de charge	7
MIN	-9,912	MIN	-7,216
Barre	130	Barre	130
Point	x = 0.0000	Point	x = 0.0000
Cas de charge	6	Cas de charge	7

	MY [Tm]		MY [Tm]
Type (couleur) de ligne		Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	7.648	Echelle : (cm) =	7.648
MAX	4,073	MAX	0,656
Barre	130	Barre	1836
Point	x = 0.5000	Point	x = 0.5086
Cas de charge	13	Cas de charge	9
MIN	-9,825	MIN	-4,980
Barre	1595	Barre	1359
Point	x = 1.0000	Point	x = 0.0000
Cas de charge	13	Cas de charge	9

Annexe 3 : Les moments appliqués sur la poutre secondaire (travée –appuis)

	MY [Tm]		MY [Tm]
Type (couleur) de ligne		Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	7.648	Echelle : (cm) =	7.648
MAX	1,626	MAX	1,175
Barre	1836	Barre	1836
Point	x = 0.5632	Point	x = 0.5632
Cas de charge	6	Cas de charge	7
MIN	-3,290	MIN	-2,383
Barre	1836	Barre	1836
Point	x = 0.0000	Point	x = 0.0000
Cas de charge	6	Cas de charge	7

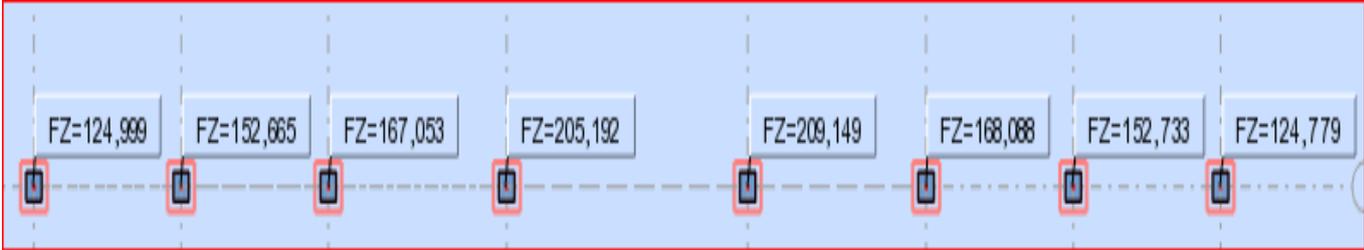
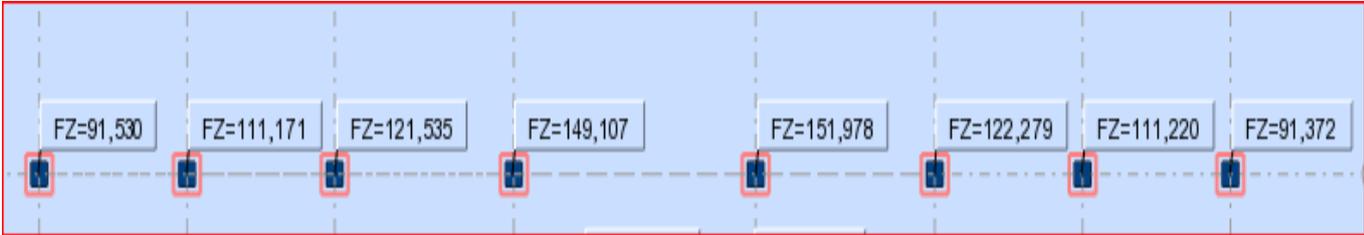
	MY [Tm]		MY [Tm]
Type (couleur) de ligne		Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	7.648	Echelle : (cm) =	7.648
MAX	1,101	MAX	0,656
Barre	1836	Barre	1836
Point	x = 0.5086	Point	x = 0.5086
Cas de charge	13	Cas de charge	9
MIN	-4,990	MIN	-4,980
Barre	1359	Barre	1359
Point	x = 0.0000	Point	x = 0.0000
Cas de charge	13	Cas de charge	9

Annexe 4 : les sollicitations appliquées sur le voile

9 : 0.8G+EX			
	NRx [T]	MRz [Tm]	TRy [T]
MAX	12,986	345,907	49,800
Panneau	1892	1892	1892
Coupe	6537-1918	6537-6521	6537-6521
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
MIN	-129,904	4,822	11,879
Panneau	1892	1892	1892
Coupe	6537~1918-652	6537~6521-191	6521-1949
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

Chapitre VI :

Annexe 5 : l'effort normal appliqué sur le poteau (ELU- ELS)



Liste des figures :

Figure I.1. évolution de la résistance de béton f_{cj} en fonction de l'âge de béton.....	3
Figure I.2 Essai de compression.....	4
Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.....	4
Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation d'acier à E. L.U.....	6
Figure II.1. les nervures.....	11
Figure II. 2. Les poteaux	13
Figure II.3. Coupe de voile en élévation.....	14
FigureIII.1. schéma de 1 ^{ère} type de poutrelle.....	28
Figure III.2. Schéma de 2 ^{ème} type de poutrelle.....	28
FigureIII.3. Ferraillage de la dalle de compression.....	42
FigureIII.4 .Ferraillage de poutrelle.....	42
Figure.III.5. schéma statique de l'acrotère.....	43
Figure.III.6. schéma statique de M, N,T.....	44
Figure.III.7. schéma de ferraillage de l'acrotère.....	48
Figure III.8. les charges sur l'escalier type (a).....	53
Figure III.9. Les charges sur l'escalier type (b).....	59
Fig III.10. Ferraillage d'escalier type (a).....	71
Figure III.11. Ferraillage d'escalier type (b).....	71
Figure III.12. Ferraillage de poutre palière.....	72
Figure III.13: schéma statique du balcon.....	73
Figure III.14. Ferraillage de balcon.....	77
Figure IV.1. Répartition de la pression dynamique.....	79
Figure IV.2. Modèle initiale des voiles.....	93
Figure IV.3. 1ère proposition des voiles.....	94

Figure IV.4. Modèle finale des voiles.....	95
Figure IV.5. Première mode de vibration.....	97
FigureIV.6. deuxième mode de vibration.....	98
Figure IV.7. Troisième mode de vibration.....	98
Figure V.1. Section d'un poteau	114
Figure V.2 : Ferrailage des sections des poteaux.....	118
Figure V.3. Ferrailage de poutre principale.....	124
Figure V.4. Ferrailage de poutre secondaire.....	125
Figure V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	126
Figure V.5. Ferrailage de voile.....	135
Figure VI.1. Ferrailage de la semelle filante sous les poteaux.....	143
Figure VI.2. Ferrailage de la semelle filante sous les voiles	145
Figure VI.3: Ferrailage de longrine.....	146
Figure VI.4: La dalle flottante.....	148

Liste des tableaux :

Tableau III.1. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type 1).....	33
Tableau III.2. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type 1).....	33
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type2).....	34
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courante (type2).....	34
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1).....	34
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1).....	34
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type2).....	35
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type2).....	35
Tableau III.9. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	35
Tableau IV.1 Valeurs des pénalité P_q	91
Tableau IV.2 Les valeurs de $\zeta(\%)$	92
Tableau IV.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	93
Tableau IV.4: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	94
Tableau IV.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	96
Tableau IV.6: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....	99
Tableau IV.7: les résultats des forces sismiques.....	100
Tableau IV.8 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.....	102
Tableau IV.9 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	103
Tableau IV.10 : L'excentricité.....	104
Tableau IV. 11: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.....	105
Tableau IV.12: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.....	105
Tableau IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales.....	106
Tableau IV.14: moment de renversement provoqué par les charges horizontales	107
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA	109
Tableau V.2- Sollicitations dans les poteaux.....	110
Tableau V.3- Ferrailage des poteaux.....	114
Tableau V.4- Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	115
Tableau V.5- Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	118

Chapitre V :

Annexe 1 : les sollicitations appliquée sur le poteau.

185A 6 : 1.35G+1.5Q 1: CQC						
	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	209,149	-0,151	0,868	-0,034	1,828	0,187
Barre	82	82	82	82	82	82

14 : G+Q+EY 1: CQC						
	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	184,056	9,156	0,610	0,020	0,556	9,093
Barre	2	2	2	2	2	2
Noeud	42	42	12	12	12	42
Cas	14 (C) (CQC)					

MIN	156,955	-0,053	-1,337	0,035	-9,523	0,237
Barre	95	95	95	95	95	95
Noeud	18	71	18	18	71	71
Cas	9 (C) (CQC)					

	FX [T]	MY [Tm]
Type (couleur) de ligne		
Echelle : (cm) =	101.972	3.059
MAX	151,978	5,954
Barre	82	1739
Point	x = 0.0000	x = 1.0000

Annexe 2 : les moments appliquées sur la poutre principale (travée –appuis)

	MY [Tm]		MY [Tm]
Type (couleur) de ligne		Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	7.648	Echelle : (cm) =	7.648
MAX	5,676	MAX	4,131
Barre	130	Barre	130
Point	x = 0.6000	Point	x = 0.6000
Cas de charge	6	Cas de charge	7
MIN	-9,912	MIN	-7,216
Barre	130	Barre	130
Point	x = 0.0000	Point	x = 0.0000
Cas de charge	6	Cas de charge	7

	MY [Tm]		MY [Tm]
Type (couleur) de ligne		Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	7.648	Echelle : (cm) =	7.648
MAX	4,073	MAX	0,656
Barre	130	Barre	1836
Point	x = 0.5000	Point	x = 0.5086
Cas de charge	13	Cas de charge	9
MIN	-9,825	MIN	-4,980
Barre	1595	Barre	1359
Point	x = 1.0000	Point	x = 0.0000
Cas de charge	13	Cas de charge	9

Annexe 3 : Les moments appliqués sur la poutre secondaire (travée –appuis)

	MY [Tm]		MY [Tm]
Type (couleur) de ligne		Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	7.648	Echelle : (cm) =	7.648
MAX	1,626	MAX	1,175
Barre	1836	Barre	1836
Point	x = 0.5632	Point	x = 0.5632
Cas de charge	6	Cas de charge	7
MIN	-3,290	MIN	-2,383
Barre	1836	Barre	1836
Point	x = 0.0000	Point	x = 0.0000
Cas de charge	6	Cas de charge	7

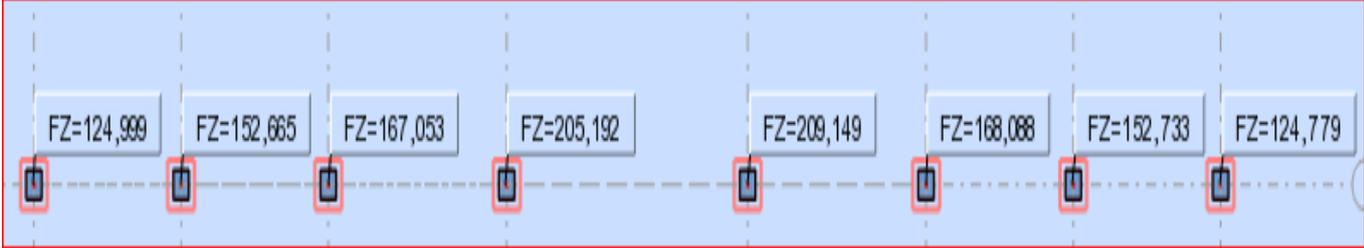
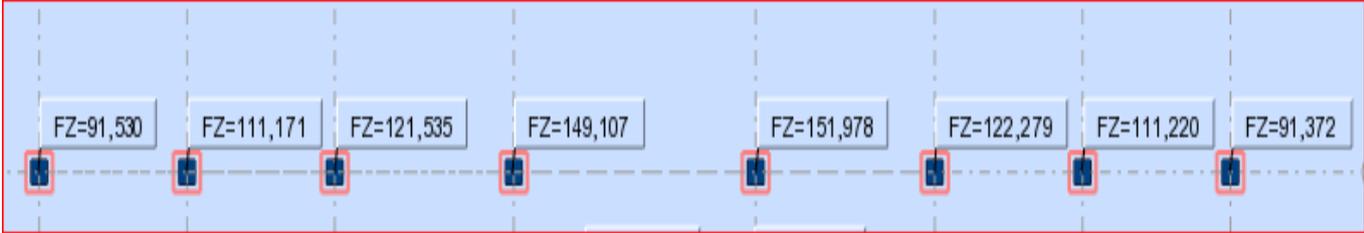
	MY [Tm]		MY [Tm]
Type (couleur) de ligne		Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	7.648	Echelle : (cm) =	7.648
MAX	1,101	MAX	0,656
Barre	1836	Barre	1836
Point	x = 0.5086	Point	x = 0.5086
Cas de charge	13	Cas de charge	9
MIN	-4,990	MIN	-4,980
Barre	1359	Barre	1359
Point	x = 0.0000	Point	x = 0.0000
Cas de charge	13	Cas de charge	9

Annexe 4 : les sollicitations appliquées sur le voile

9 : 0.8G+EX			
	NRx [T]	MRz [Tm]	TRy [T]
MAX	12,986	345,907	49,800
Panneau	1892	1892	1892
Coupe	6537-1918	6537-6521	6537-6521
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
MIN	-129,904	4,822	11,879
Panneau	1892	1892	1892
Coupe	6537~1918-652	6537~6521-191	6521-1949
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

Chapitre VI :

Annexe 5 : l'effort normal appliqué sur le poteau (ELU- ELS)



RESUME

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation (R+8), implanté à la wilaya de Setif, cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003. Un calcul para-séismique été établie à l'aide d'un logiciel, le ROBOT 2018. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99), on a pu assurer la stabilité de la structure par un contreventement mixte (Voiles/ portiques) avec un ferrailage des éléments structuraux assurant la résistance de la structures aux différents sollicitations.

Selon les caractéristiques données du sol, l'infrastructure adoptée est de type semelle filante.

الملخص:

بصدد اعداد مذكرة التخرج ،قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة الى الاستعمال السكني ،متكونة من 8

طوابق + طابق أرضي و التي ستنشأ في مدينة سطيف المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل

حسب النظام الجزائري RPA91

حساب الزلزال كان بمساعدة برنامج ROBOT 2018

لحسابات و تحقيقات الخرسانة المسلحة استعملنا المنظومات الجديدة RPA99V2003 و B.A.E.L91

استطعنا ضمان استقرار المنشأ بواسطة عناصر مزدوجة (اطارات و جدران مسلحة) مع تسليح

العناصر الحاملة و ضمان استقرار المنشأ ضد مختلف التأثيرات.

حسب خصائص التربة قمنا باختيار الاساسات المستمرة .