

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère De l'Enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira- Bejaia
Faculté De technologie
Département De Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'obtention du Diplôme de master en génie civil
Option : Matériaux et Structures(M.S)

Thème :

**Etude D'un Bâtiment (R+13) A Usage D'habitation
Contreventé Par Un Système Mixte (Voiles-Portiques)**

Présenté par :

M^r KHABACHE Fateh

M^r ZAKARIA ABDELGHANI

Encadré par :

M^r CHELOUAH

promotion 2014/2015

Sommaire

Introduction Générale.....01

Chapitre I:Generalites

I.1.Introduction :	Erreur ! Signet non défini.	2
I.2.présentation de l'ouvrage:	Erreur ! Signet non défini.	2
I.3.Description de l'ouvrage :	Erreur ! Signet non défini.	2
I.4. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	Erreur ! Signet non défini.	2
I.5. Le système structural :	Erreur ! Signet non défini.	2
I.6. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :	Erreur ! Signet non défini.	3
I.7.Règlement et normes utilisée :	Erreur ! Signet non défini.	4
I.8.Indication générales sur les règles de BAEL :	Erreur ! Signet non défini.	4
I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	Erreur ! Signet non défini.	7
1.10. Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.	17

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1.Introduction :	Erreur ! Signet non défini.	18
II.2.Les planchers :	Erreur ! Signet non défini.	18
II.3.Les poutres :	Erreur ! Signet non défini.	21
II.4.Les voiles de contreventement :	Erreur ! Signet non défini.	22
II.5.L'acrotère:	Erreur ! Signet non défini.	22
II.6.Les escaliers :	Erreur ! Signet non défini.	23
II.7.Evaluation des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.	29
II.8.Les poteaux :	Erreur ! Signet non défini.	32

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Planchers :	Erreur ! Signet non défini.	43
III.2.Etude des dalles pleine :	Erreur ! Signet non défini.	91
III.3) Etude des escaliers :	Erreur ! Signet non défini.	97
III.4. Etude de la poutre de chaînage :	Erreur ! Signet non défini.	124
III.5. ASCENSEUR :	Erreur ! Signet non défini.	129
III.6.Calcul de l'acrotère:	Erreur ! Signet non défini.	135

Chapitre IV : Eude dynamique

IV.1. Introduction :	Erreur ! Signet non défini.	142
IV.2. Description de logiciel Robot:	Erreur ! Signet non défini.	142
IV.3. Méthodes de calcule :	Erreur ! Signet non défini.	142
IV.4. Disposition des voiles :	Erreur ! Signet non défini.	148
IV .5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :	Erreur ! Signet non défini.	150
IV.6. Conclusion:	Erreur ! Signet non défini.	156

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1.INTRODUCTION	Erreur ! Signet non défini.	157
V.3.ETUDE DES POUTRES	Erreur ! Signet non défini.	167
V.4.ETUDE DES VOILES	Erreur ! Signet non défini.	180
V. 5.CONCLUSION	Erreur ! Signet non défini.	186

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction :	Erreur ! Signet non défini.	187
VI.2. Choix du type des fondations :	Erreur ! Signet non défini.	187
VI .3.Combinaisons d'actions à considérer :	Erreur ! Signet non défini.	187
VI .4. Etude des fondations :	Erreur ! Signet non défini.	187
VI.5 Voile adossé :	Erreur ! Signet non défini.	204
IV.6 CONCLUSION	Erreur ! Signet non défini.	210
Conclusion Générale		211

INTRODUCTION GENRALE

Introduction Générale

Introduction générale :

La sismicité historique de l'Algérie montre que 70% du nord du pays, est située dans une zone où l'activité sismique est très importante, par conséquent cette zone est constamment exposée à des secousses sismiques de fortes intensités dont les effets peuvent engendrer des dommages dans les constructions. Un tel constat doit nous inciter à agir de façon résolue. Il est possible d'engager des actions efficaces avant que le séisme n'ait lieu.

Pour se mettre face à cet épineux problème, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leur savoir faire dans la conception et l'étude des projets d'ouvrage, tout en augmentant la sécurité (protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques), sans toutefois négliger le côté économique et l'aspect architectural de l'ouvrage où esthétique, ces prédispositions visent à réduire significativement la vulnérabilité de la structure vis-à-vis des excitations sismiques.

Une étude fiable d'une structure sera menée en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93*, *BAEL91*, *RPA99 version 2003* et les différents *DTR*. Le calcul que nous allons entreprendre sera effectué en se basant directement sur un choix judicieux d'un système de contreventement qui nous permettra d'avoir un bon comportement dynamique et d'éviter tout risque qui mènera à la ruine de la structure. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règles parasismiques et règlement en vigueur.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation (R +8 +sous sol) contreventé par un système mixte (voiles + portiques).

Notre travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre est consacré aux les généralités de la structure et de son milieu d'implantation ; le deuxième au pré-dimensionnement des éléments structuraux ; le troisième au calcul des éléments secondaires ; le quatrième traite de l'étude dynamique ; Le cinquième se focalise sur le calcul des éléments structuraux ; le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure ; notre travail se termine par une conclusion générale

CHAPITRE 1:

GENERALITE

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+13) implanté à **El kseur** ; wilaya de Bejaïa qui est classé, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone **IIa**.

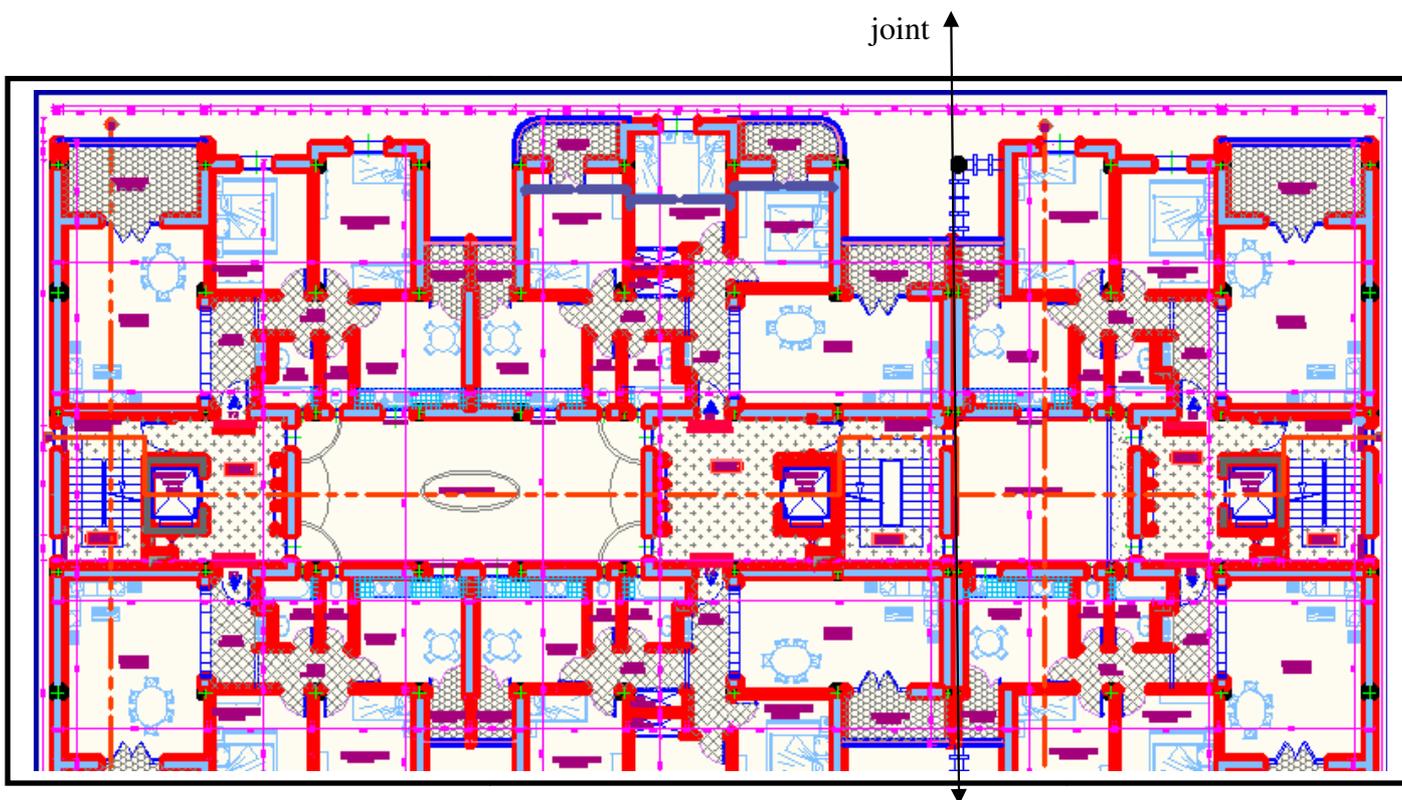
L'ouvrage est à usage d'habitation, est classé d'après les règles parasismiques algériennes «**RPA99/version 2003**» dans le **groupe d'usage2** (moyenne importance).

I.2. Caractéristique de la structure :

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

Les dimensions du bâtiment dimensions sont :

- ✓ Largeur en plan.....**21.30m.**
- ✓ Longueur en plan**42.00m.**
- ✓ Hauteur total du bâtiment.....**42.84 m.**
- ✓ Hauteur du RDC.....**03.06m.**
- ✓ Hauteur des étages courants.....**03.06m.**



* Comme le bâtiment présente une grande longueur en plan , nous avons opté pour la décomposition en deux Blocs rectangulaires séparés par un joint afin d'éviter une torsion importante du bâtiment.

❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments porteurs.

❖ **Les escaliers** : on a deux types des escaliers dans notre bâtiment sont à deux volées, et a trois volées. Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

❖ **Les maçonneries** :

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses
Séparées par une lame d'air de 5cm.

- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible. Sa hauteur est de 60cm.

❖ **Balcons** : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ **L'infrastructure** : le choix et le cheminement des fondations se fera en fonction de la nature du sol (rapport en annexe) et l'intensité des charges ramenées par le bâtiment.

I.2.3. Choix du contreventement :

En se basant sur le RPA99/version 2003 (**Article 3-4 A-1-a**) qui nous exige d'adopter un contreventement mixte lorsqu'on dépasse (14m) en zone **IIa**, nous proposons donc l'utilisation d'un contreventement mixte (portiques-voiles) avec interaction.

I.3 : Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.4. Etats limites : (BAEL91)

I.4.1 : Définition :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.4.2. Les Hypothèses de calcul :

I.4.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

I.5. Caractéristique des matériaux :

I.5.1. Le béton :

I.5.1.1. Définition:

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.5.1.2. Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

La résistance caractéristique à la compression à « j » jour est donnée par :

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \cdot \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \cdot \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

Dans notre projet nous considérons que : $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction f_{tj} : La résistance à la traction à l'âge j f_{tj} est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \quad \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_{t28} = 2,1$ Mpa.

c. Contrainte limite

c. 1. Etat limite ultime :

✓ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article 4.3.4).}$$

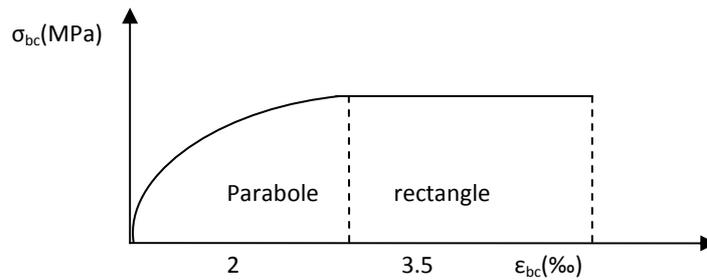


Fig.I.1 : Diagramme des contraintes du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ en situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{si } t > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 \quad \text{si } 1\text{h} < t < 24\text{h.} \\ \theta = 0.85 \quad \text{si } t < 1\text{h.} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,15$

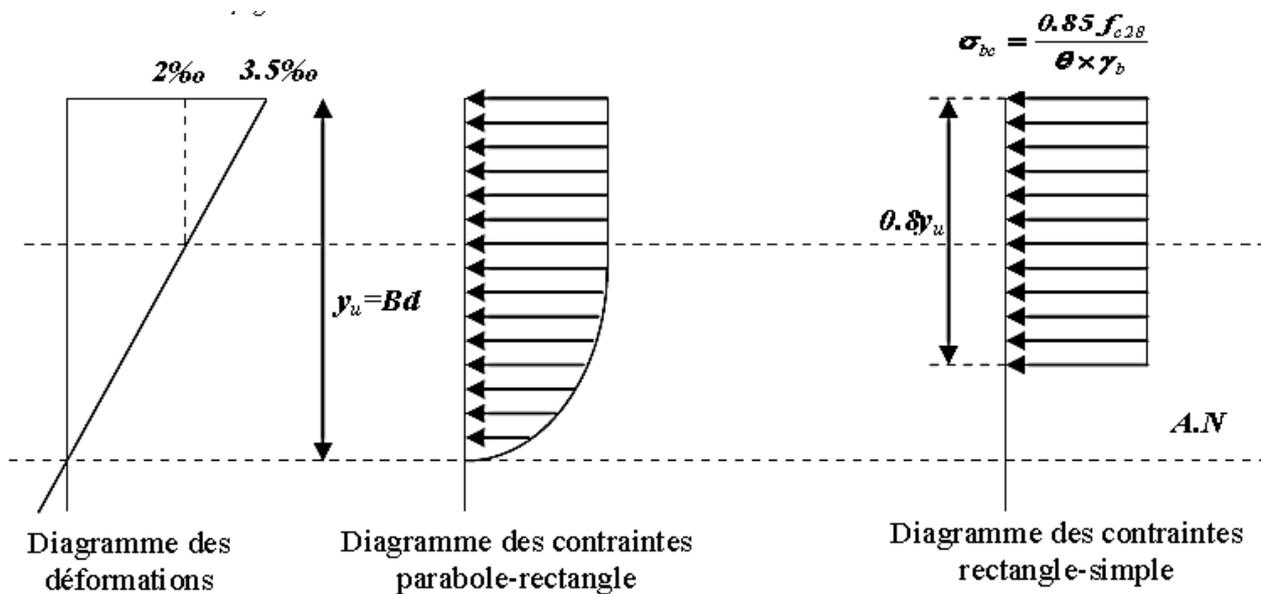


Fig.I.2 : Diagramme des contraintes du béton à L'E.L.U

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$\tau_{adm}=3,33\text{Mpa}$ —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm}=2,5\text{Mpa}$ —————> fissuration préjudiciable.

c .2. Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.4.5.2).}$

c. Déformation longitudinale du béton:

➤ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

Or on a: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ d'où: $E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$.

➤ **Module de deformation différée:**

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

Or on a: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ d'où: $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.

➤ **Module de deformation transversal:**

(Module de glissement).

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

Avec :E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ à L'ELS} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article 2.1.3).} \\ \nu = 0 \text{ à L'ELU} \end{array} \right.$$

I.5.2 L'acier : leurs rôles est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E. On distingue :

- Les ronds lisses (RL).
- Les hautes adhérences (HA).

Selon **RPA99 (Article 7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être :

- ✓ de hautes adhérence avec $f_e \leq 500$ Mpa.
- ✓ l'allongement total relatif sous charge maximal doit être supérieur ou égale à 5%.
 Dans notre ouvrage on utilise :
 - L'acier à haute adhérence (HA) : $f_e E 400$ pour les armatures longitudinales.
 - L'acier rond lisse (RL) : $f_e E 235$ pour les étriers, cadres et épingles...etc.
 - L'acier treillis soudé (TS) : $f_e E 500$ pour la dalle de compression.

I.5.2.1. Les contraintes limites :

- **A L'ELU :** $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ Tel que : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \longrightarrow \text{pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 \longrightarrow \text{pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$

$\sigma_{st} = 348$ Mpa En situation durable.

$\sigma_{st} = 400$ Mpa En situation accidentelle.

- **A L'ELS :** la valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ est donnée en fonction de la fissuration :
 - 1- fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
 - 2- fissuration nuisible : $\bar{\sigma}_{st} = \min [(2/3) \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ **BAEL91(Article A.4.5.3.2).**
 - 3- fissuration très nuisible : $\bar{\sigma}_{st} = \min [0.5 \times f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ **BAEL91(Article A.4.5.3.2).**

Avec η coefficient de fissuration :

$$\eta = \left\{ \begin{array}{l} 1 \dots\dots\dots \text{pour les RL.} \\ 1.6 \dots\dots\dots \text{pour les HA.} \\ 1.3 \dots\dots\dots \text{pour les HA de } \varnothing < 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

I.5.2.2. Diagramme contraintes déformations :

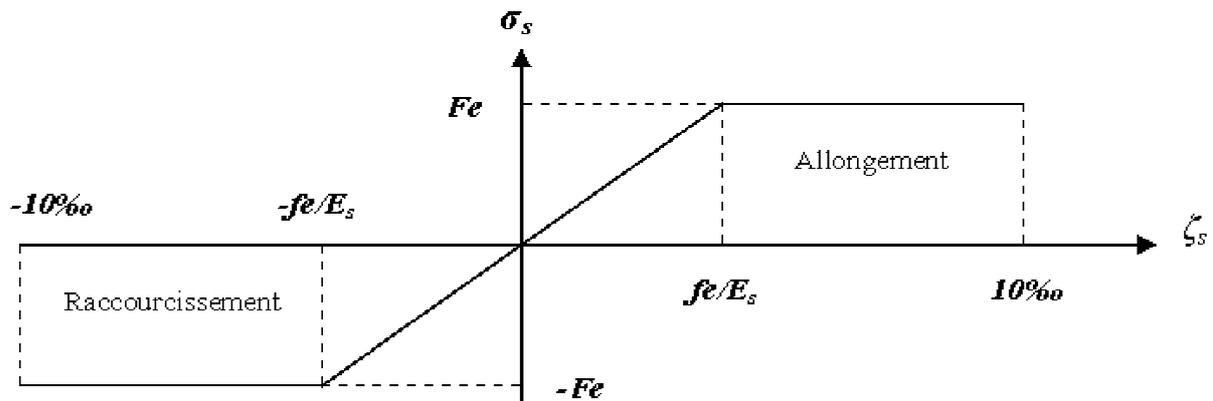


Fig.I.3 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

I.6. Hypothèses de calcul aux états limites :

Un état limite est un état au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, on distingue deux types d'états limites :

I.6.1. ELU (état limite ultime) :

Leurs dépassement entraînent la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à l'atteinte de la résistance ultime de l'ouvrage ou de ces éléments par :

- Perte d'équilibre statique (perte de stabilité globale).
- Rupture de section par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement des poteaux).

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (figure I.4) :

- **Pivot A (région 1)** : allongement de l'acier le plus tendu $\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$:
Pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée.
- **Pivot B (région 2)** : raccourcissement de la fibre la plus comprimée $\varepsilon_b = 3.5 \times 10^{-3}$.
Pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée.
- **Pivot C (région 3)** : raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre
 - Pièces soumises à la flexion simple ou composée. La plus comprimée $\varepsilon_b = 2 \times 10^{-3}$.
 - Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

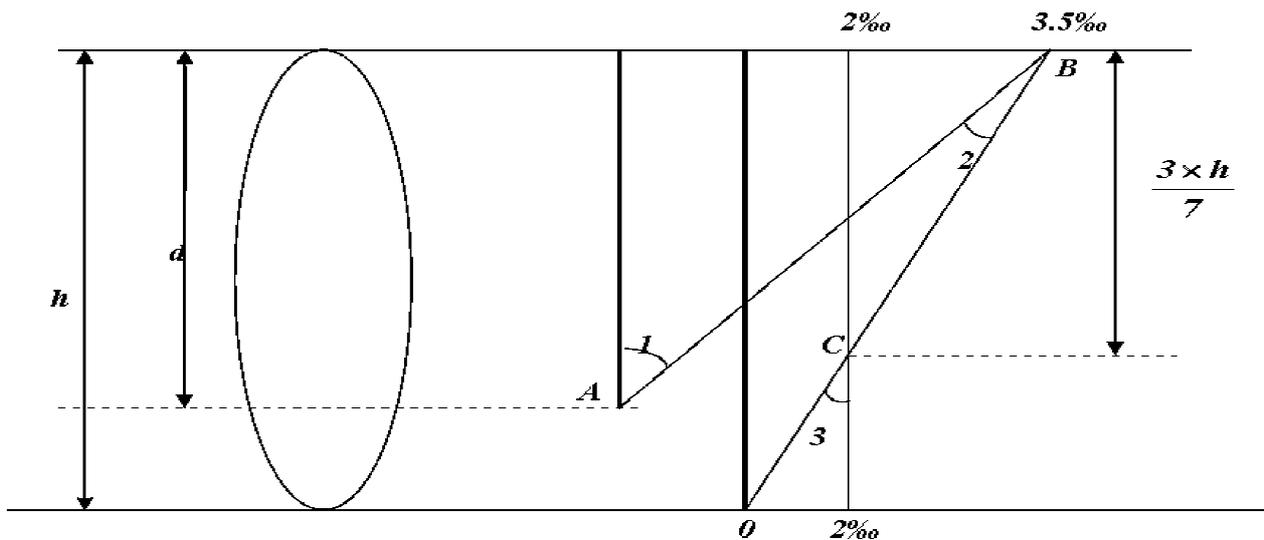


Fig. I.4 : diagramme des déformations limites de la section

I.6.1.1. Hypothèses de calcul aux états limites ultimes (ELU) :

- Les sections planes avant et après déformation.
- Le béton tendu est négligé.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement de l'acier à 10‰, et le raccourcissement de béton à 3.5‰ en flexion et de 2‰ pour la compression.
- Le diagramme contrainte déformation utilisé est le diagramme parabole rectangle.
- Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, il est préférable d'utiliser le diagramme rectangle simplifié.

I.6.2.ELS (états limites de service) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux vérifications suivantes :

- état limite de compression du béton.
- état limite d'ouverture de fissures.
- état limite de déformation.

I.6.2.1. Hypothèses de calcul aux états limites de services (ELS) :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques linaires et on néglige le retrait et le fluage du béton.
- Par convention le rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence $n=15$.

I.7. Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure. On distingue trois types d'actions :

- ✓ **Les actions permanentes (G) :** ce sont des actions qui varient très peu dans le temps, elles comportent :

- poids propre des éléments.
- poussée des terres, ...etc.

- ✓ **Les actions variables (Qi) :**

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Actions de températures, du retrait...etc.

- ✓ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (chocs de véhicules routiers, séisme, explosion, ...).

I.8. Combinaisons des actions :

Les sollicitations à considérer dans les calculs : (Les moments fléchissant, les efforts tranchants, les efforts normaux) résultent des combinaisons d'action définie ci-après et avec les notations suivantes :

G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i ($i > 1$) : action variable dite d'accompagnement.

I.8.1. combinaisons à considérer pour L'ELU :

A) Situation durable : (vis-à-vis des états limites de résistances et de services) :

$$1.35 \times G_{max} + G_{min} + \gamma_{q1} \times Q_1 + \sum 1.3 \times \psi_{oi} \times Q_i$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{q1} = 1.5 \longrightarrow \text{cas générale.} \\ \gamma_{q1} = 1.35 \text{ cas } \longrightarrow \text{température; charges routières, bâtiment agricoles à faible densité} \\ \text{d'occupation humaine.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_{oi} = \text{coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.} \\ \psi_0 = 0.77 \longrightarrow \text{vent, neige.} \dots\dots\dots \mathbf{BAEL91 (Article D.1.2.3).} \\ \psi_0 = 0.6 \longrightarrow \text{variation uniforme de la température.} \end{array} \right.$$

B) Situation accidentelle :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{1i} \times Q_i + \sum \psi_{2.i} \times Q_i$$

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1.i} \times Q_i$: valeur fréquente d'une action variable

$\psi_{2.i} \times Q_i$: valeur quasi permanente d'une action variable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_1 = 0.2 \longrightarrow \text{vent.} \\ \psi_1 = 0.15 \longrightarrow \text{neige pour altitude } < 500\text{m.} \\ \psi_1 = 0.3 \longrightarrow \text{neige pour altitude } > 500\text{m.} \\ \psi_1 = 0.5 \longrightarrow \text{variation uniforme de la température.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_2 = 0 \longrightarrow \text{vent, neige pour altitude } \leq 500\text{m, et variation uniforme de température.} \\ \psi_2 = 0.1 \longrightarrow \text{neige pour altitude } > 500\text{m.} \end{array} \right.$$

I.8.2. combinaison d'action à considérer à l'ELS :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \times Q_i$$

.....BAEL91 (Article A.3.3.3).

I.8.3. Combinaison d'action donnée par le RPA :

- G + Q + E.
- 0.8×G + E.
- G+Q +1.2×E → pour les poteaux.

CHAPITRE 2:

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement consiste à définir les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**) et du **CBA93**.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :**II.2.1. Les planchers :**

- **Définition :** Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte
- les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
 - les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, puis aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Les dalles pleines pour les balcons.

a. Plancher à corps creux :

La hauteur est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$\boxed{h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec: L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

a.1. Planchers bloc 1 :

On a: $L_{max} = (470-30) = 440 \Rightarrow h_t = \frac{440}{22,5} = 19.55\text{cm.}$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20+4$) = 24cm.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{cc} = 20\text{cm} : \text{Hauteur du corps creux.} \\ h_{ddc} = 4\text{cm} : \text{Hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$$

a.2.Planchers bloc 2 :

On a: $L_{max} = (485-30) = 455 \Rightarrow h_t = \frac{455}{22,5} = 20,22\text{cm}.$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20+4) = 24\text{cm}.$

Avec :

- $h_{cc} = 20\text{cm}$: Hauteur du corps creux.
- $h_{ddc} = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

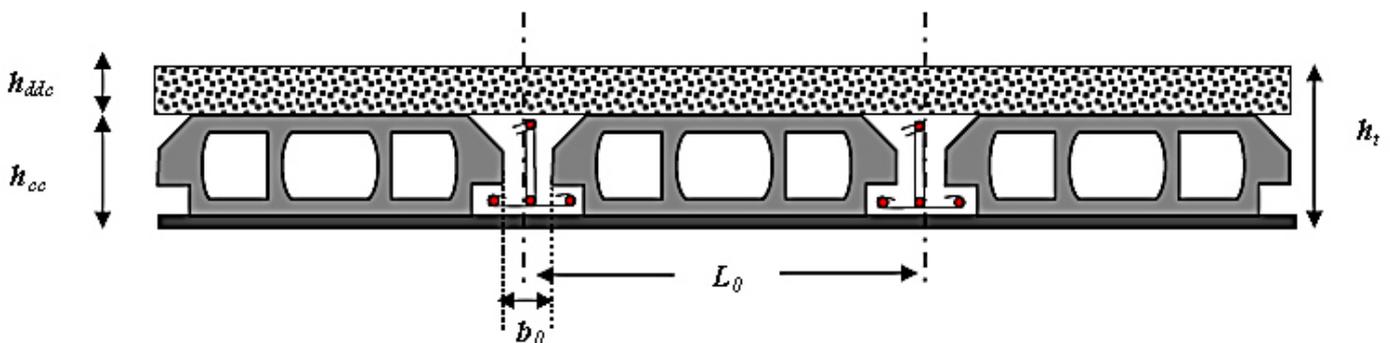


Fig. II.1.Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : Distance entre axes des poutrelles ; b_0 : largeur de la nervure.

- **Les poutrelles :**

- **Définition :** Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.
- **Disposition des poutrelles :** La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :
 - Le critère de la petite portée (critère prédominant).
 - Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

- ❖ Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et de telle sorte à éviter les poutrelles isostatiques, et cela pour tous les planchers comme indiqué sur les figures ci-dessus :

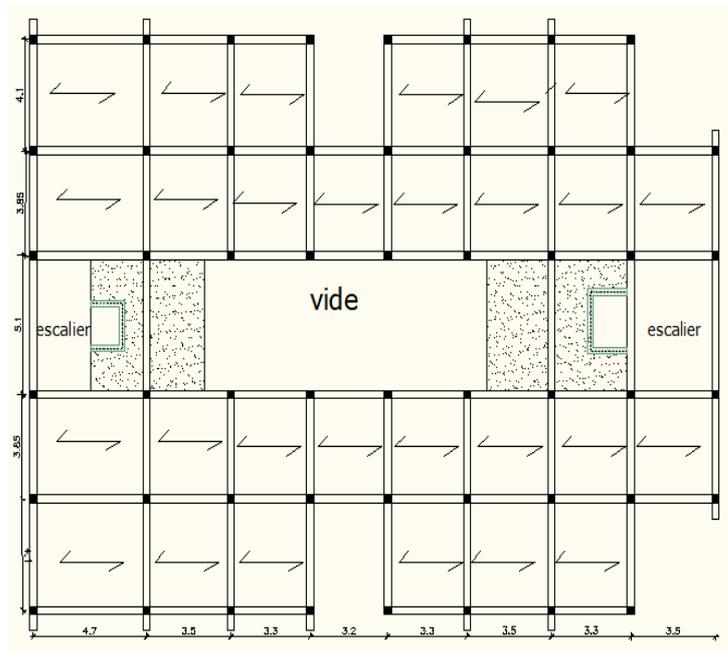


Fig.II.2. Schéma de la disposition des poutrelles dans le Bloc 1.

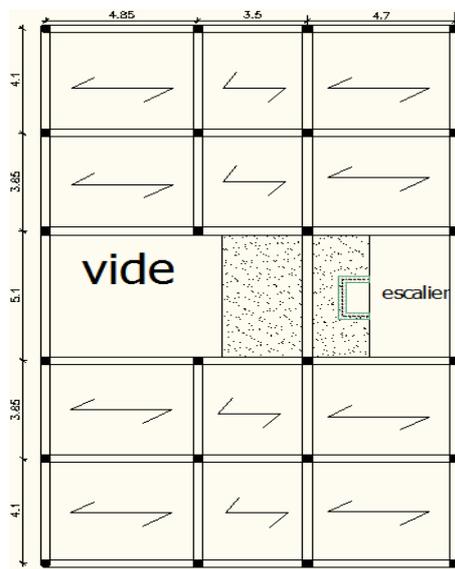


Fig.II.3. Schéma de la disposition des poutrelles dans le bloc 2.

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

✓ **Détermination de la largeur de la table de compression :**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

b : Largeur de la table de compression.

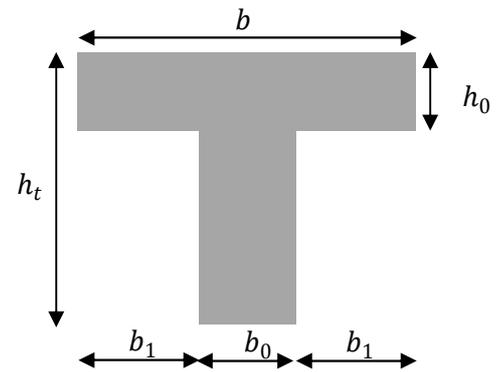


Fig. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

✓ **Poutrelles Bloc 1 :**

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$\text{Pour : } \begin{cases} b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \\ L_x = 65 - 12 = 53\text{ cm} \\ L_y = 320 - 30 = 290\text{cm} \end{cases}$$

Donc :

$$L_x = 53\text{cm}, L_y = 290\text{cm}.$$

$$\frac{b-12}{2} \leq \text{Min}\left[\frac{53}{2}; \frac{290}{10}\right] \Rightarrow b \leq 65\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \mathbf{b = 65cm} \\ \mathbf{h = 24cm} \end{cases}$$

✓ **Poutrelles du Bloc 2 :**

$$\text{Pour : } \begin{cases} \mathbf{b_0 = 12cm} \\ \mathbf{h_0 = 4cm} \end{cases} \begin{cases} L_x = 65 - 12 = 53\text{ cm} \\ L_y = 350 - 30 = 320\text{cm} \end{cases}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{320}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(26.5; 32)$$

Soit : $b_1 = 26.5\text{cm}$; d'où : $b=65\text{cm}$.

$$\text{Soit : } \begin{cases} \mathbf{b = 65cm} \\ \mathbf{h = 24cm} \end{cases}$$

b. Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ **Critère de résistance :**

$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow$ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$

➤ **Coupe-feu :**

$e \geq 7\text{cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 1\text{1cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 14\text{cm} \rightarrow$ Pour quatre heures de coupe-feu.

Notre projet comporte 03 types de dalle pleine :

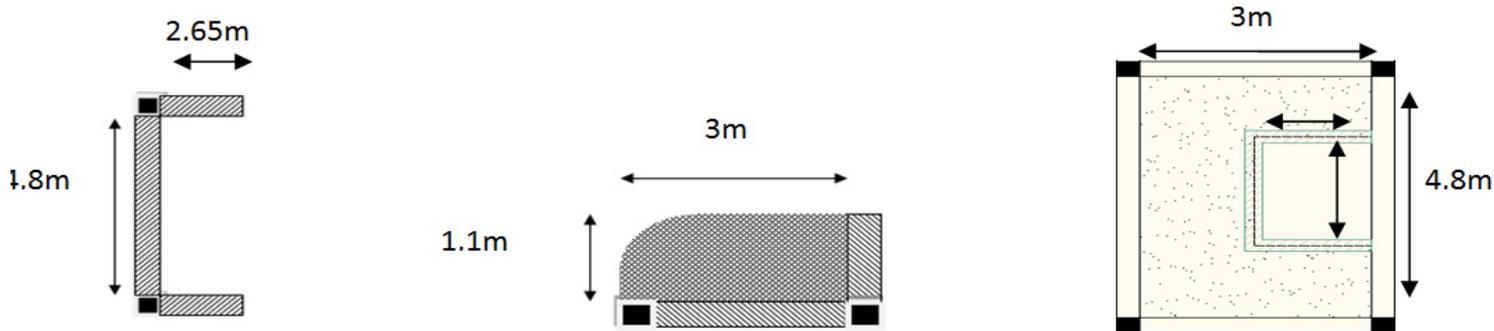


Fig. II.5. Différents types de dalle pleine

➤ Selon le critère de résistance :

- Dalle sur 02 appuis perpendiculaires et $\rho = 0,36 \rightarrow \frac{110}{35} \leq e \leq \frac{110}{30} \rightarrow 3,14\text{cm} \leq e \leq 3,66\text{cm}$.
- Dalle sur 4 appuis $\rho = 0,62 \rightarrow \frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40} \rightarrow 6,66\text{cm} \leq e \leq 7,5\text{cm}$.
- Dalle sur 3 appuis $\rho = 0,55 \rightarrow \frac{265}{45} \leq e \leq \frac{265}{40} \rightarrow 5,88\text{cm} \leq e \leq 6,62\text{cm}$.

On adopte une épaisseur de **14cm** pour tous les planchers à dalle pleine (selon le critère de résistance au feu).

c. Les escaliers :

c.1). Terminologie :

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à $0,5m$ de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

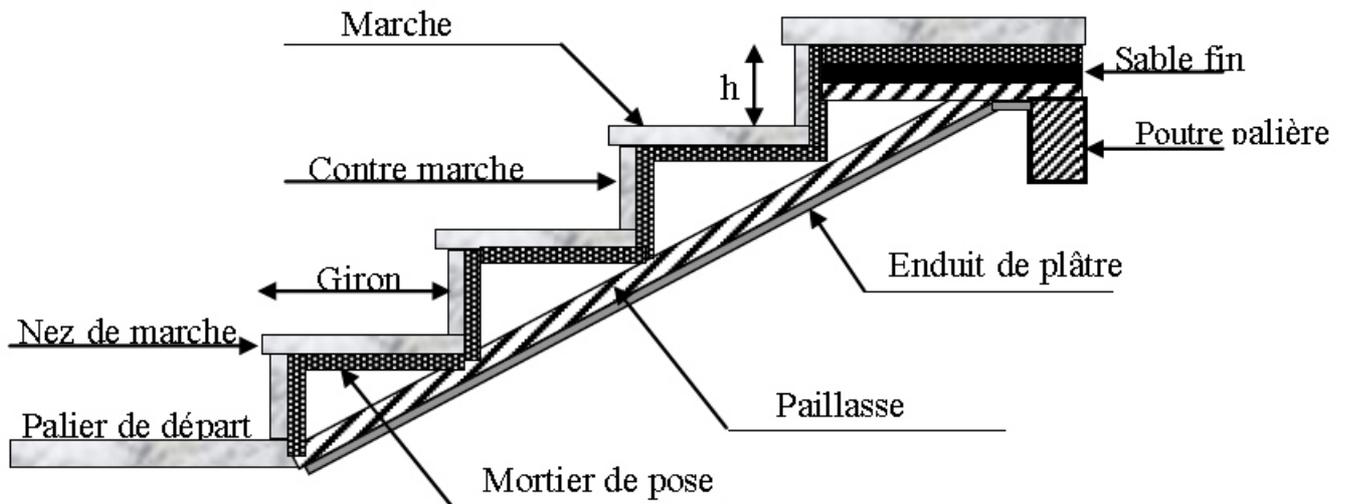
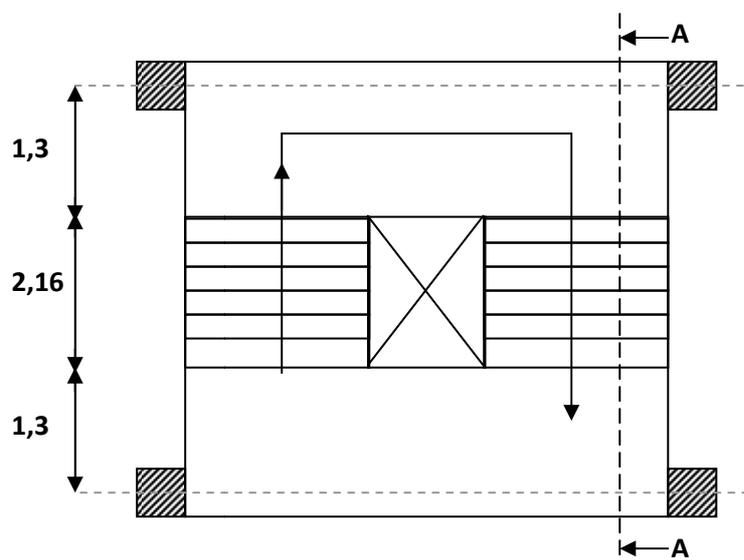


Fig. II.6. Coupe verticale de l'escalier.

c.2). Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux types d'escalier dans les trois cages :

- escalier à deux volées et un palier intermédiaire allant du RDC jusqu'au 13^{ème} étage.



Vue en plan
Fig.II.7. Escalier à deux volées.

- escalier à trois volées et un palier intermédiaire allant du 10^{ème} au 11^{ème} étage

c.3).Prédimensionnement des escaliers :

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

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n-1$: Nombre de marches ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marches.

✓ **Les escaliers du Bloc1 et 2 (deux volées) :**

- **Epaisseur de la paillasse :** L'épaisseur de la paillasse est déterminée à partir de la condition

suivante : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

L : la longueur développée est :

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} + LP$$

$$L = 1.34 + \sqrt{1.53^2 + 2.16^2} = 5.24 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{394}{30} \leq e \leq \frac{394}{20} \Rightarrow 17.46 \text{ cm} \leq e \leq 26.2 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \longrightarrow \text{pour deux heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

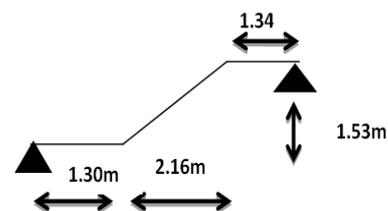


Fig. II.8. Schéma statique des deux volées

On prend : **$e = 18 \text{ cm}$** .

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 216 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 216)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 586n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8.**

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{216}{8} = 30 \Rightarrow g = 27cm.$$

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

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 27cm.$

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm.$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} n=9 \\ n-1=8 \\ h=153/9=17cm \\ g=216/8=27cm \end{array} \right.$$

✓ **Escaliers à trois volées (10ème au 11ème étage):**

• **1ère et 2ème volée :**

$$L = 1.15 + \sqrt{0.9^2 + 0.765^2} = 2.33m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{233}{30} \leq e \leq \frac{233}{20} \Rightarrow 7.76cm \leq e \leq 11.65cm$$

On prend : **e=10cm**

On a : $L_0 = 0.9m$; $H = 0.765m$.

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} n=4 \\ n-1=3 \\ h=76.5/4=18cm \\ g=90/3=30cm \end{array} \right.$$

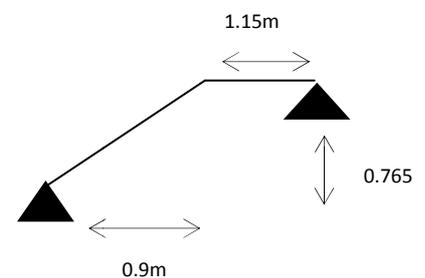


Fig. II.9. Schéma statique de la 1^{er} et 2^{eme} volée

3^{ème} volée :

on a : $L_0=2.4m$; $H=1.53m$; $L=4.1m$

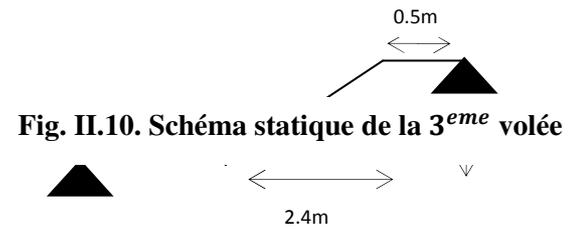
$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{410}{30} \leq e \leq \frac{410}{20} \Rightarrow 13.66cm \leq e \leq 20.5cm$$

On prend : **e=18cm**

On a : $L_0=2.4$ cm ; $H = 1.53$ cm.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} n=9 \\ n-1 = 8 \\ h=153/9 = 17cm \\ g=240/8 = 30cm \end{array} \right.$$



❖ On prend e=18 cm pour tous les types d'escalier

d. L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre(G), à . Et à une surcharge horizontale(Q) due à la main courante.

$$S_{acr} = (38 \times 60) - [(30 \times 3) + (47 \times 3) + (12 \times 30) + 28.16]$$

$$S_{acr} = 0.166m^2.$$

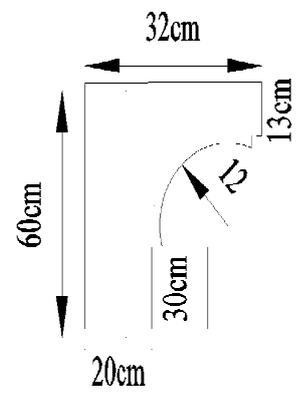


Fig. II.11. Coupe sur l'acrotère

II.3. Prédimensionnement des éléments principaux :**II.3.1. Les poutres :**

✓ **Les poutres du Bloc 1 :**

1. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} h: \text{ hauteur de la poutre.} \\ L_{\max} : \text{ distance maximale entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

$$L_{\max} = (510 - 30) = 480 \text{ cm.} \quad ; \quad \text{soit : } 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 45 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1.5 < 4$ condition vérifiée.

2. les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$)

$$L_{\max} = 440 \text{ cm} \Rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend: } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 35 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.5 < 4$ condition vérifiée.

❖ Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

✓ **Les poutres du Bloc 2 :****1. Les poutres principales :**

$$L_{\max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 480 \text{ cm} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}.$$

$$\text{On prend: } \begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

2. les poutres secondaires :

$$L_{\max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 455 \text{ cm} \Rightarrow 30,33 \text{ cm} \leq h \leq 45,5 \text{ cm}.$$

$$\text{On prend: } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Les dimensions vérifient les exigences du RPA

II.3.2. Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1).$
- $e > h_e / 20 \dots\dots\dots (2) \dots\dots\dots \text{RPA (article 7.7.1)}$
- $L > 4 e \dots\dots\dots (3).$

$$\text{Avec : } \begin{cases} e : \text{Epaisseur du voile.} \\ L : \text{Longueur du voile.} \\ h_e : \text{Hauteur libre étage.} \end{cases}$$

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages.

On a:

$$h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm} \Rightarrow e > 276 / 20 = 13,8 \text{ cm}$$

Soit: $e = 15 \text{ cm}$

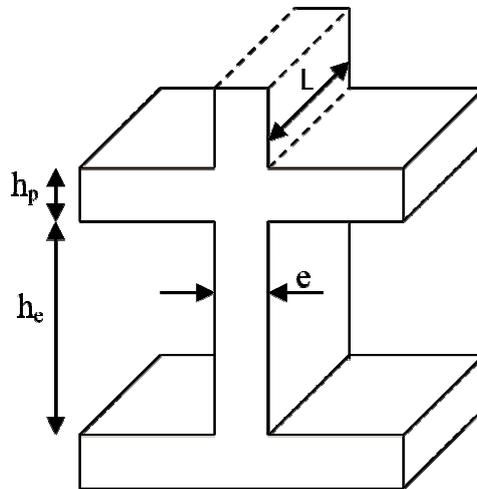


Fig. II.12. Coupe de voile en élévation

❖ Donc on adopte une épaisseur ($e = 15 \text{ cm}$) pour les voiles.

II.3.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91** (art **B.8.4,1**), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99**.

II.4. Evaluation des charges et surcharges :**II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :****II.4.1.1. Plancher terrasse :****a. Terrasse inaccessible :****Tableau II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » sur le plancher terrasse**

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillons roulé de protection	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente (1,5%)	10	22	2,2
4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5	Enduit de plâtre	2	10	0,2
	Plancher à corps creux	(20+4)	/	3,2

G_{terr}	6,88KN/m ²
Q_{terr}	1,00 KN/m ²

b. Terrasse accessible :**Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » sur le plancher terrasse**

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Forme de pente (1,5%)	10	22	2,2
4	Lit de sable	2	18	0,36
5	Enduit de plâtre	2	10	0,2
	Plancher à corps creux	(20+4)	/	3,2

G_{terr}	6,76KN/m ²
Q_{terr}	1,50 KN/m ²

II.4.1.2. Plancher courant :

Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » ds planchers courants

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en plâtre	2	10	0,20
	Dalle en corps creux	(20+4)	/	3,2
	Cloison de séparation	10	9	0,9

G _{et}	5,46KN/m ²
Q _{et}	1,50 KN/m ²

II.4.1.3. plancher à dalle pleine :

a. les Balcons

Tableau II.4. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » sur les balcons

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en plâtre	2	10	0,20
	Dalle pleine	14	25	3,5

G _{balc}	5,84KN/m ²
Q _{balc}	3,50 KN/m ²

b. Dalle pleine autour de l'ascenseur :

Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » Dalle pleine autour de l'ascenseur

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	1	18	0,18
	Dalle pleine	14	25	3,5

G_{dp}	4,84 kN/m ²
Q_{dp}	2,50 kN/m ²

II.4.2. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.4.2.1. Les paliers des deux Blocs :

Tableau II.6. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.18	4.5	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	5.98	2.5

II.4.2.2. Les volées:

✓ Les volées du Bloc 1 et 2 :

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma \cdot e / \cos \alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma \cdot h / 2$

- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e.$

Vertical: $\gamma.e. (h/g).$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.7.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée du Bloc 1 et 2 :

Désignation	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtements en carrelage horizontales	22	0.02	0.44	2.5
Revêtements verticales	22	0.02* (0.17/0.27)	0.277	
Mortier de pose horizontale	20	0.02	0.40	
Mortier de pose verticale	20	0.02* (0.17/0.27)	0.277	
Marches	22	0.17/2	1.87	
La paillese	25	0.18/ cos 35.31	5.51	
Enduit de plâtre	20	0.02/ cos 35.31	0.49	
Total			9.26	2.5

✓ Les volées du Bloc 1 et 2 du 10^{ème} au 11^{ème} étage :

On a : le poids de la paillese est : $25 * 0.18 / \cos 32.51 = 5.33 \text{KN/m}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \mathbf{G = 8.67 \text{ KN/m}^2} \\ \mathbf{Q = 2.5 \text{ KN/m}^2} \end{cases}$$

II.4.3. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

Tableau II.8.Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'air	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	2.93
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	1.46

II.5. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- La loi de dégression :

- **Surcharges différentes selon la loi de dégression [3]:**

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q_0+Q_1 .
- . Sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- . Sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- . Sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- . Pour n étage (n ≥ 5) : $Q_0+\frac{3+n}{2*n}*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

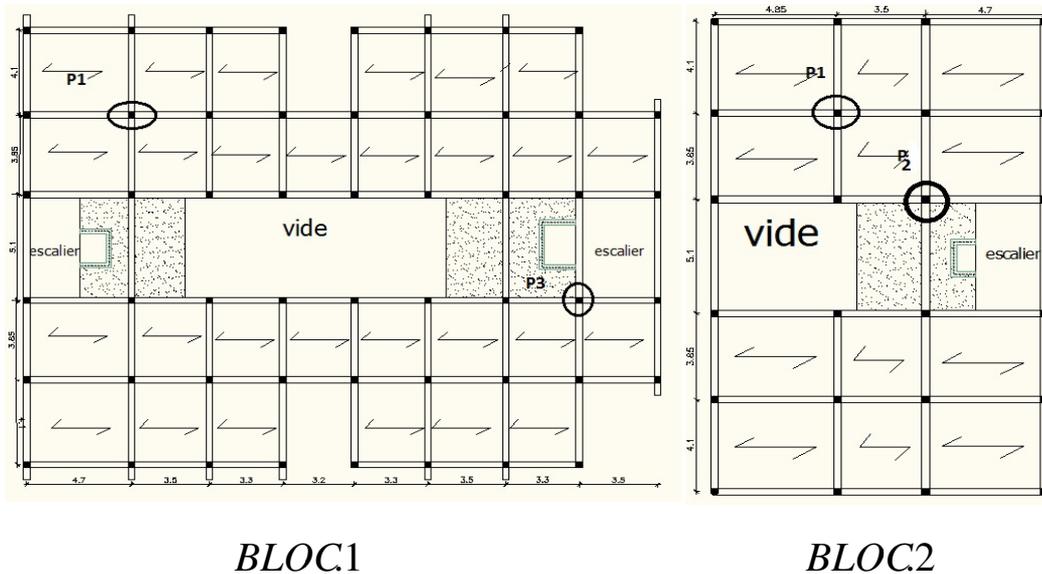


Fig. II.13. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

❖ Poteau « P₁ » BLOC1 et 2 :

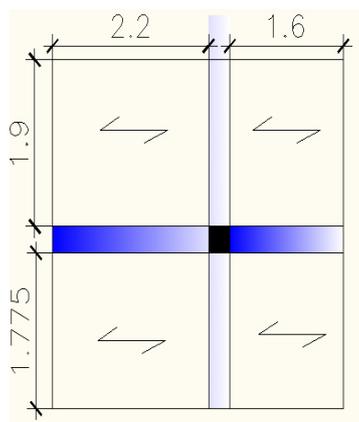


Fig. II.14. Poteau « P₁ » de la descente de charges.

➤ On suppose les sections :

- Poutres principales (30×45).
- Poutres secondaires (30×35).
- ✓ Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

Avec:

- ✓ La longueur des poutres : $L_{\text{poutres}} = L_{\text{pp}} + L_{\text{ps}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.9. Le calcul des surfaces pour chaque niveau :

Niveau	S _{affleure} (m ²)	S _{escalier} (m ²)	L _{pp} (m)	L _{ps} (m)
RDC jusqu'au 9 ^{ème}	13.96	/	3.675	3.8
10, 11 ^{ème} étage	14.51	2.47	3.675	3.8
12 ^{ème} étage (terrasse)	13.96	/	3.675	3.8

- **Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P₁ :**

- Surcharge sur escalier

$$Q_{esc} = q_{esc} \times S_{esc}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{affleure}) + Q_{esc}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.10. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁ :

Niveau	q (KN/m ²)	q _{esc} (KN/m ²)	Q _{esc} (KN)	Q (KN)
Terrasse inaccessible (12 ^{ème})	1	/	/	13.96
10 et 11 ^{ème}	1.5	2.5	6.175	21.76
RDC jusqu'au 10 ^{ème}	1.5	/	/	20.94

- **L'application de la loi de dégression :**

les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.11.La loi de dégression pour le poteau P₁ :

Niveau	Q (KN)
N ₀	13.96
N ₁	35.72
N ₂	55.3
N ₃	71.77
N ₄	86.55
N ₅	99.03
N ₆	109.42
N ₇	119.2
N ₈	128.98
N ₉	139.42
N ₁₀	151.13
N ₁₁	160.1
N ₁₂	170.78

Tableau II.12.Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁:

Niveau	Désignation	G (KN)	G _{tot} (KN)
N ₀	- Terrasse inaccessible	$(13.96 \times 6.88) = 96.04$	127.78
	- Poids des poutres principales	$(25 \times 0.3 \times 0.45 \times 3.675) = 12.4$	
	- Poids des poutres secondaires	$(25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.8) = 9.97$	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06) = 9.37$	
N ₁	- Venant de N ₀	127.78	237.26
	- Poids du plancher étage courant	$(6.74 \times 5.46) = 36.82$	
	- Poids des poutres principales	$(25 \times 0.3 \times 0.45 \times 3.675) = 12.4$	
	- Poids des poutres secondaires	$(25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.8) = 9.97$	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06) = 9.37$	
	- Poids du balcon	$4.18 \times 5.84 = 24.41$	
	- Poids des escaliers	$(0.65 \times 8.67) + (5.98 \times 1.82) = 16.51$	
	- Venant de N ₁	237.26	

N₂	- Poids du plancher étage courant	36.82	349.61
	- Poids des poutres principales	12.4	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.40 \times 0.40 \times 3.06) = 12.24$	
	- Poids du balcon	$(4.18 \times 5.84) = 24.41$	
	- Poids des escaliers	16.51	
N₃	- Venant de N ₂	349.61	460.44
	- Poids du plancher étage courant	76.22	
	- Poids des poutres principales	12.4	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06) = 12.24$	
N₄	- Venant de N ₃	460.44	574.52
	- Poids du plancher étage courant	76.22	
	- Poids des poutres principales	12.4	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06) = 15.49$	

N₅	- Venant de N ₄	574.52	688.6
	- Poids du plancher étage courant	76.22	
	- Poids des poutres principales	12.4	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06) = 15.49$	
N₆	- Venant de N ₅	688.6	802.68
	- Poids du plancher étage courant	76.22	
	- Poids des poutres principales	12.4	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06) = 15.49$	
N₇	- Venant de N ₆	802.68	920.39
	- Poids du plancher étage courant	76.22	
	- Poids des poutres principales	12.4	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.06) = 19.125$	

N₈	- Venant de N ₇	920.39	1038.1
	- Poids du plancher étage courant	76.22	
	- Poids des poutres principales	12.4	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.06) = 19.125$	
N₉	- Venant de N ₈	1038.1	1155.82
	- Poids du plancher étage courant	76.22	
	- Poids des poutres principales	12.4	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.50 \times 0.50 \times 3.06) = 19.125$	
N₁₀	- Venant de N ₉	1155.82	1277.55
	- Poids du plancher étage courant	76.22	
	- Poids des poutres principales	12.4	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	
N₁₁	- Venant de N ₁₀	1277.55	1399.28
	- Poids du plancher étage courant	76.22	
	- Poids des poutres principales	12.4	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	
N₁₂	- Venant de N ₁₁	1399.28	1525.41
	- Poids du plancher courant	76.22	
	- Poids des poutres principales	12.4	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.6 \times 0.6 \times 3.06) = 27.54$	

A la base :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{tot}} = 1525.41 \text{ KN} \\ Q_{\text{tot}} = 170.78 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{pour le poteau } P_1$$

❖ Poteau « P₂ » BLOC 2 :

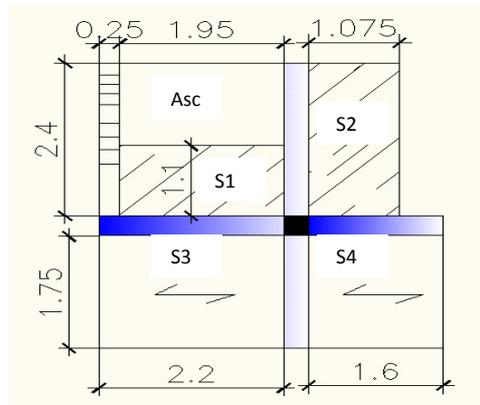


Fig. II.15. Poteau « P₂ » de la descente de charges.

➤ On suppose les sections :

- Poutres principales (30×45).
- Poutres secondaires (30×35).
- ✓ Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5$

Avec:

- ✓ Surface d’escalier : $S_{\text{escalier}} = S_5$
- ✓ La longueur des poutres : $L_{\text{poutres}} = L_{\text{pp}} + L_{\text{ps}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.13. Le calcul des surfaces pour chaque niveau :

Niveau	$S_{\text{afférente}}(\text{m}^2)$	$S_{\text{escalier}}(\text{m}^2)$	$L_{\text{pp}}(\text{m})$	$L_{\text{ps}}(\text{m})$
RDC jusqu’au 10 ^{ème}	11.97	0.6	4.15	3.8
11 ^{ème} étage	14.51	0.6	4.15	3.8
12 ^{ème} étage (terrasse)	7.84	/	2.4	3.8

• Evaluation des charges « Q » pour le poteau d’escalier P₂ :

- Surcharge sur escalier

$$Q_{\text{esc}} = q_{\text{esc}} \times S_{\text{esc}}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{\text{iafférente}}) + Q_{\text{esc}}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₂ :

Niveau	q (KN/m ²)	q _{esc} (KN/m ²)	Q _{esc} (KN)	Q (KN)
Terrasse accessible (12 ^{ème})	1.5	/	/	13
11 ^{ème}	1.5	2.5	1.5	22.36
RDC jusqu'au 10 ^{ème}	1.5	2.5	1.5	19.45

L'application de la loi de dégression :

les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.15. La loi de dégression pour le poteau P₁ :

Niveau	Q (KN)
N ₀	13
N ₁	35.36
N ₂	52.72
N ₃	68.13
N ₄	81.6
N ₅	93.12
N ₆	102.7
N ₇	111.73
N ₈	120.78
N ₉	130.45
N ₁₀	141.31
N ₁₁	149.62
N ₁₂	159.51

- Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂ :

Tableau II.16.Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂ :

Niveau	Désignation	G (KN)	G _{tot} (KN)
N ₀	- Terrasse accessible	$(6.76 \times 5.28) = 35.69$	77.22
	- Poids des poutres principales	$(25 \times 0.3 \times 0.45 \times 2.4) = 8.1$	
	- Poids des poutres secondaires	$(25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.8) = 9.97$	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06) = 9.37$	
	- Poids du plancher étage courant	$(2.58 \times 5.46) = 14.08$	
N ₁	- Venant de N ₀	77.22	191.4
	- Poids du plancher étage courant	$(13.91 \times 5.46) = 75.94$	
	- Poids des poutres principales	$(25 \times 0.3 \times 0.45 \times 4.15) = 14$	
	- Poids des poutres secondaires	$(25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.8) = 9.97$	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06) = 9.37$	
	- Poids des escaliers	$(0.4 \times 9.26) + (5.98 \times 0.2) = 4.9$	
N ₂	- Venant de N ₁	191.4	285.34
	- Poids du plancher étage courant	$5.46 \times 6.65 = 36.3$	
	- Poids des poutres principales	14	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.40 \times 0.40 \times 3.06) = 12.24$	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	$(25 \times 0.14 \times 4.725) = 16.53$	
	- Poids des escaliers	4.9	
N ₃	- Venant de N ₂	285.34	379.28
	- Poids du plancher étage courant	36.3	
	- Poids des poutres principales	14	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06) = 12.24$	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	16.53	
	- Poids des escaliers	4.9	
	- Venant de N ₃	379.28	
	- Poids du plancher étage courant	36.3	
	- Poids des poutres principales	14	

N₄	- Poids des poutres secondaires	9.97	476.47
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06) = 15.49$	
	- Poids des escaliers	4.9	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	16.53	

N₅	- Venant de N ₄	476.47	573.66
	- Poids du plancher étage courant	36.3	
	- Poids des poutres principales	14	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06) = 15.49$	
	- Poids des escaliers	4.9	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	16.53	

N₆	- Venant de N ₅	573.66	670.85
	- Poids du plancher étage courant	36.3	
	- Poids des poutres principales	14	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	16.53	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06) = 15.49$	
	- Poids des escaliers	4.9	

N₇	- Venant de N ₆	670.85	771.67
	- Poids du plancher étage courant	36.3	
	- Poids des poutres principales	14	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	16.53	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.06) = 19.125$	
	- Poids des escaliers	4.9	

N₈	- Venant de N ₇	771.67	872.5
	- Poids du plancher étage courant	36.3	
	- Poids des poutres principales	14	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	16.53	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.06) = 19.125$	

	- Poids des escaliers	4.9	
N₉	- Venant de N ₈	872.5	973.32
	- Poids du plancher étage courant	36.3	
	- Poids des poutres principales	14	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	16.53	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.50 \times 0.50 \times 3.06) = 19.125$	
	- Poids des escaliers	4.9	
N₁₀	- Venant de N ₉	973.32	1078.16
	- Poids du plancher étage courant	36.3	
	- Poids des poutres principales	14	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	16.53	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	
	- Poids des escaliers	4.9	
N₁₁	- Venant de N ₁₀	1078.16	1183
	- Poids du plancher étage courant	36.3	
	- Poids des poutres principales	14	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	16.53	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	
	- Poids des escaliers	4.9	
N₁₂	- Venant de N ₁₁	1183	1292.24
	- Poids du plancher courant	36.3	
	- Poids des poutres principales	14	
	- Poids des poutres secondaires	9.97	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	16.53	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.6 \times 0.6 \times 3.06) = 27.54$	
	- Poids des escaliers	4.9	

A la base :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{tot}=1292.24 \text{ KN} \\ Q_{tot}= 159.51 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{pour le poteau } P_2$$

❖ Poteau « P₃ » BLOC 1 :

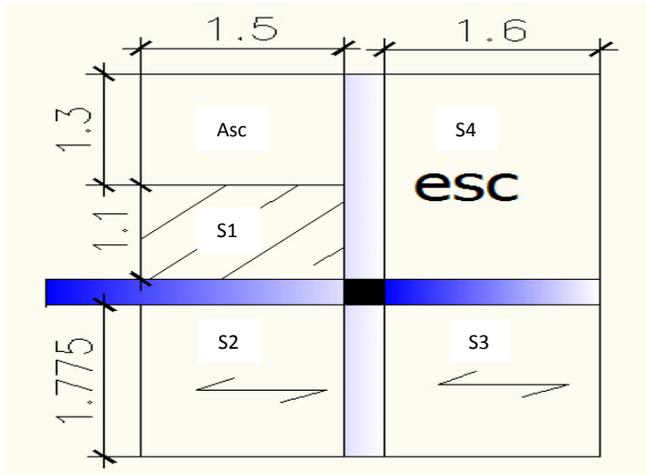


Fig. II.16.Poteau « P₃ » de la descente de charges.

➤ On suppose les sections :

- Poutres principales (30×45).
- Poutres secondaires (30×35).
- ✓ Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

Avec:

- ✓ Surface d'escalier : $S_{\text{escalier}} = S_4$
- ✓ La longueur des poutres : $L_{\text{poutres}} = L_{pp} + L_{ps}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.17. Le calcul des surfaces pour chaque niveau :

Niveau	$S_{\text{afférente}}(\text{m}^2)$	$S_{\text{escalier}}(\text{m}^2)$	$L_{pp}(\text{m})$	$L_{ps}(\text{m})$
Terrasse	10.99	/	4.175	3.1
13 ^{eme} étage	10.99	3.84	4.175	3.1
RDC jusqu'au 12 ^{eme}	10.99	3.84	4.175	3.1

- **Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P₃ :**

- Surcharge sur escalier

$$Q_{esc} = q_{esc} \times S_{esc}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i\text{aifférente}}) + Q_{esc}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.18. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₃ :

Niveau	q (KN/m ²)	q _{esc} (KN/m ²)	Q _{esc} (KN)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	/	/	10.99
13 ^{ème} étage	1.5	2.5	9.6	23.25
RDC jusqu'au 12 ^{ème}	1.5	2.5	9.6	20.32

- **L'application de la loi de dégression :** les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.19. La loi de dégression pour le poteau P₃ :

Niveau	Q (KN)
N ₀	10.99
N ₁	34.24
N ₂	52.38
N ₃	68.49
N ₄	82.56
N ₅	94.61
N ₆	104.62
N ₇	114.06
N ₈	123.52
N ₉	133.62
N ₁₀	144.97
N ₁₁	153.65
N ₁₂	163.98
N ₁₃	173.91

- Evaluation des charges « G » pour le poteau P₃ :

Tableau II.20.Evaluation des charges « G » pour le poteau P₃ :

Niveau	Désignation	G (KN)	G _{tot} (KN)
N ₀	- Terrasse inaccessible	$(6.88 * 10.99) = 75.61$	107.20
	- Poids des poutres principales	$(25 \times 0.3 \times 0.45 \times 4.175) = 14.09$	
	- Poids des poutres secondaires	$(25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.1) = 8.13$	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06) = 9.37$	
N ₁	- Venant de N ₀	107.20	220.37
	- Poids du plancher étage courant	$(9.1 \times 5.46) = 49.68$	
	- Poids des poutres principales	$(25 \times 0.3 \times 0.45 \times 4.175) = 14.09$	
	- Poids des poutres secondaires	$(25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.1) = 8.13$	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06) = 9.37$	
	- Poids des escaliers	$(1.43 \times 9.26) + (5.98 \times 3.12) = 31.9$	
N ₂	- Venant de N ₁	220.37	324.74
	- Poids du plancher étage courant	$5.46 \times 5.5 = 30.03$	
	- Poids des poutres principales	14.09	
	- Poids des poutres secondaires	8.13	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.40 \times 0.40 \times 3.06) = 12.24$	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	$(4.84 \times 1.65 \times) = 7.98$	
	- Poids des escaliers	31.9	
N ₃	- Venant de N ₂	324.74	429.11
	- Poids du plancher étage courant	30.03	
	- Poids des poutres principales	14.09	
	- Poids des poutres secondaires	8.13	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06) = 12.24$	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	7.98	
	- Poids des escaliers	31.9	
N ₄	- Venant de N ₃	429.11	536.73
	- Poids du plancher étage courant	30.03	
	- Poids des poutres principales	14.09	
	- Poids des poutres secondaires	8.13	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06) = 15.49$	

	- Poids des escaliers	31.9	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	7.98	

N₅	- Venant de N ₄	536.73	644.35
	- Poids du plancher étage courant	30.03	
	- Poids des poutres principales	14.09	
	- Poids des poutres secondaires	8.13	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06) = 15.49$	
	- Poids des escaliers	31.9	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	7.98	
N₆	- Venant de N ₅	644.35	752.41
	- Poids du plancher étage courant	30.3	
	- Poids des poutres principales	14.09	
	- Poids des poutres secondaires	8.3	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	7.98	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06) = 15.49$	
	- Poids des escaliers	31.9	
N₇	- Venant de N ₆	752.41	864.1
	- Poids du plancher étage courant	30.3	
	- Poids des poutres principales	14.09	
	- Poids des poutres secondaires	8.3	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	7.98	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.06) = 19.125$	
	- Poids des escaliers	31.9	
N₈	- Venant de N ₇	864.1	975.79
	- Poids du plancher étage courant	30.3	
	- Poids des poutres principales	14.09	
	- Poids des poutres secondaires	8.3	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	7.98	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.06) = 19.125$	
	- Poids des escaliers	31.9	
	- Venant de N ₈	975.79	

N₉	- Poids du plancher étage courant	30.3	1087.48
	- Poids des poutres principales	14.09	
	- Poids des poutres secondaires	8.3	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	7.98	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.50 \times 0.50 \times 3.06) = 19.125$	
	- Poids des escaliers	31.9	
N₁₀	- Venant de N ₉	1087.48	1194.89
	- Poids du plancher étage courant	30.3	
	- Poids des poutres principales	14.09	
	- Poids des poutres secondaires	8.3	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	7.98	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	
	- Poids des escaliers	31.9	
N₁₁	- Venant de N ₁₀	1194.89	1310.6
	- Poids du plancher étage courant	30.3	
	- Poids des poutres principales	14.09	
	- Poids des poutres secondaires	8.3	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	7.98	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	
	- Poids des escaliers	31.9	
N₁₂	- Venant de N ₁₁	1310.6	1430.71
	- Poids du plancher courant	30.3	
	- Poids des poutres principales	14.09	
	- Poids des poutres secondaires	8.3	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	7.98	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.6 \times 0.6 \times 3.06) = 27.54$	
	- Poids des escaliers	31.9	

N₁₃	- Venant de N ₁₂	1430.71	1550.82
	- Poids du plancher RDC	30.3	
	- Poids des poutres principales	14.09	
	- Poids des poutres secondaires	8.3	
	- Poids de la dalle autour de l'ascenseur	7.98	
	- Poids des poteaux	(25 × 0.6 × 0.6 × 3.06) = 27.54	
	- Poids des escaliers	31.9	

A la base :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G_{tot}=1550.82 \text{ KN}} \\ \mathbf{Q_{tot}= 173.91 \text{ KN}} \end{array} \right. \quad \text{pour le poteau P}_3$$

❖ Les calculs montrent que les poteaux les plus sollicités sous charges verticales sont :

- P₃ pour le BLOC 1 : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G_{tot}=1550.82 \text{ KN}} \\ \mathbf{Q_{tot}=173.91 \text{ KN}} \end{array} \right.$

- P₁ pour le BLOC 2 : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G_{tot}=1525.41 \text{ KN}} \\ \mathbf{Q_{tot}=170.78 \text{ KN}} \end{array} \right.$

- **Calcul de l'effort normal ultime N_u : N_u est calculé comme suit : Nu= 1.35 G + 1.5 Q**

Tableau II.21.L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau du Bloc 1 :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N_u (KN)
N ₀	107.20	10.99	161.20
N ₁	220.37	34.24	348.86
N ₂	324.74	52.38	516.97
N ₃	429.11	68.49	682.03
N ₄	536.73	82.56	848.42
N ₅	644.35	94.61	1011.78
N ₆	752.41	104.62	1172.68
N ₇	864.10	114.06	1337.62
N ₈	975.79	123.52	1502.59
N ₉	1087.48	133.62	1668.52
N ₁₀	1194.89	144.97	1830.55
N ₁₁	1310.60	153.65	1999.78
N ₁₂	1430.71	163.98	2177.42
N ₁₃	1550.82	173.91	2354.47

Tableau II.22.L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau du Bloc 2 :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N_u (KN)
N ₀	127.78	13.96	193.44
N ₁	237.26	35.72	373.88
N ₂	349.61	55.3	554.92
N ₃	460.44	71.77	751.42
N ₄	574.52	86.55	905.42
N ₅	688.60	99.03	1078.15
N ₆	802.68	109.42	1247.74
N ₇	920.39	119.2	1421.32
N ₈	1038.10	128.98	1594.90
N ₉	1155.82	139.42	1769.48
N ₁₀	1277.55	151.13	1951.38
N ₁₁	1399.28	160.1	2129.18
N ₁₂	1525.41	170.78	2315.47

II.5.1. Vérifications :

✓ **Pour le Bloc 1 :**

✓ **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 1550.82) + (1.5 \times 173.91) = 2354.47 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93(art. B.8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U à 10%, telle que : $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum $N_u = 2354.47 \text{ KN}$

Donc : $N_u = 1.1 \times 2354.47 = 2589.91 \text{ KN}$

• **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.23. Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N_U (MN)	Section (cm ²)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
RDC et 1 ^{er} étage	2529.90×10^{-3}	60×60	3600×10^{-4}	7.02	Vérifiée
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	2199.75×10^{-3}	55×55	3025×10^{-4}	7.27	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	2013.60×10^{-3}	50×50	2500×10^{-4}	8.05	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	1835.37×10^{-3}	45×45	2025×10^{-4}	9.06	Vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	1652.77×10^{-3}	40×40	1600×10^{-4}	10.33	Vérifiée
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	1471.38×10^{-3}	35×35	1225×10^{-4}	12.01	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

❖ Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

• **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93(Article B.8.2.1).}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élançement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

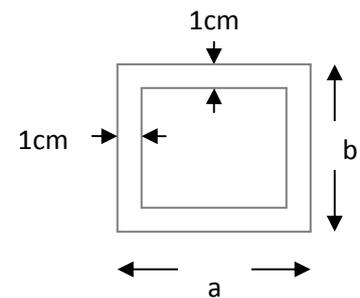


Fig. II.17. Section brute

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de gyration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$As \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend $As = 1\% \times Br.$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (7-4-2).}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.24. Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)	Br ≥ B _{rcal}
60×60	3600	286	200.2	11.54	0.830	3364	2529.9	1386.11	Vérifiée
55×55	3025	286	200.2	12.59	0.828	2809	2199.75	1208.14	Vérifiée
50×50	2500	286	200.2	13.85	0.824	2304	2013.6	1111.27	Vérifiée
45×45	2025	286	200.2	15.39	0.818	1849	1835.37	1020.34	Vérifiée
40×40	1600	286	200.2	17.31	0.811	1444	1652.77	926.75	Vérifiée
35×35	1225	286	200.2	19.79	0.798	1089	1471.38	838.48	Vérifiée

❖ D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

• **Pré vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le **RPA(article.7.1.3.3)**il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau II.25. Prévérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (m ²)	N _u (KN)	v	Observation
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	3600×10 ⁻⁴	2529.9	0.28	vérifiée
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	55×55	3025×10 ⁻⁴	2199.75	0.29	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	2500×10 ⁻⁴	2013.6	0.32	Non vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	2025×10 ⁻⁴	1835.37	0.36	Non vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	1600×10 ⁻⁴	1652.77	0.43	Non vérifiée
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	35×35	1225×10 ⁻⁴	1471.38	0.48	Non vérifiée

✓ Pour le Bloc2 :

- L'effort normal ultime :

$$.N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 1525.41) + (1.5 \times 170.78) = 2315.47 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93(article B.8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U a 10%, telle que : **N_U=1.1 (1.35G+1.5Q)**

L'effort normal maximum N_u=**2315.47KN**.

Donc : N_u=1.1× 2315.47=**2547.02 KN**.

Tableau II.26. Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N _U (MN)	Section (cm ²)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
RDC et 1 ^{er} étage	2547.02×10 ⁻³	60×60	3600×10 ⁻⁴	7.07	Vérifiée
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	2146.51×10 ⁻³	55×55	3025×10 ⁻⁴	7.09	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	1754.39×10 ⁻³	50×50	2500×10 ⁻⁴	7.01	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	1185.96×10 ⁻³	45×45	2025×10 ⁻⁴	5.85	Vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	610.41×10 ⁻³	40×40	1600×10 ⁻⁴	3.81	Vérifiée
12 ^{ème} étage	212.74×10 ⁻³	35×35	1225×10 ⁻⁴	1.74	Vérifiée

❖ Les trois conditions du **RPA** sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

Tableau II.27. Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rca} l (cm ²)	B _r ≥ B _{rca} l
60×60	3600	286	200.2	11.54	0.830	3364	2547.02	1395.50	Vérifiée
55×55	3025	286	200.2	12.59	0.828	2809	2146.51	1178.90	Vérifiée
50×50	2500	286	200.2	13.85	0.824	2304	1754.39	968.22	Vérifiée
45×45	2025	286	200.2	15.39	0.818	1849	1185.96	659.31	Vérifiée
40×40	1600	286	200.2	17.31	0.811	1444	610.41	342.27	Vérifiée
35×35	1225	286	200.2	19.79	0.798	1089	212.74	69.37	Vérifiée

❖ D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

Tableau II.28. Prévérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (m ²)	N _u (KN)	v	Observation
RDC et 1^{er} étage	60×60	3600×10 ⁻⁴	2547.02	0.28	vérifiée
2^{ème} ; 3^{ème}	55×55	3025×10 ⁻⁴	2146.51	0.28	vérifiée
4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage	50×50	2500×10 ⁻⁴	1754.39	0.28	vérifiée
7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage	45×45	2025×10 ⁻⁴	1185.96	0.23	vérifiée
10^{ème} et 11^{ème} étage	40×40	1600×10 ⁻⁴	610.41	0.15	vérifiée
12^{ème} étage	35×35	1225×10 ⁻⁴	212.74	0.06	vérifiée

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le prédimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

❖ Pour le Bloc 1 :

- Poutres principales : (30 ; 45) cm
- Poutres secondaires :(30 ; 35) cm
- Poteaux RDC et 1^{ère} étage :(60 ; 60) cm
- Poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage :(55 ; 55) cm
- Poteaux 4^{ème},5^{ème} et 6^{ème} étage :(50 ; 50) cm
- Poteaux 7^{ème} ,8^{ème} et 9^{ème} étage :(45 ; 45) cm
- Poteaux 10^{ème} et 11^{ème} étage :(40 ; 40) cm
- Poteaux 12^{ème} et 13^{ème} étage :(35 ; 35) cm

❖ Pour le Bloc 2 :

- Poutres principales : (30 ; 45) cm
- Poutres secondaires :(30 ; 35) cm
- Poteaux RDC et 1^{ère} étage :(60 ; 60) cm
- Poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage :(55 ; 55) cm
- Poteaux 4^{ème},5^{ème} et 6^{ème} étage :(50 ; 50) cm
- Poteaux 7^{ème} ,8^{ème} et 9^{ème} étage :(45 ; 45) cm
- Poteaux 10^{ème} et 11^{ème} étage :(40 ; 40) cm

CHAPITRE 3:

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Introduction:

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.2. Etude des poutrelles :

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

❖ Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

• **Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de trois travées.

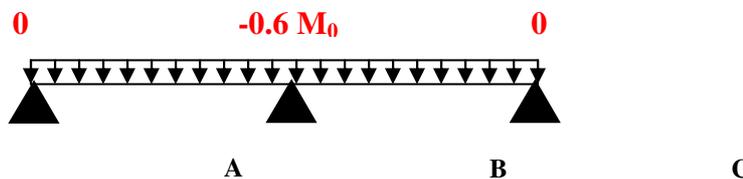


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

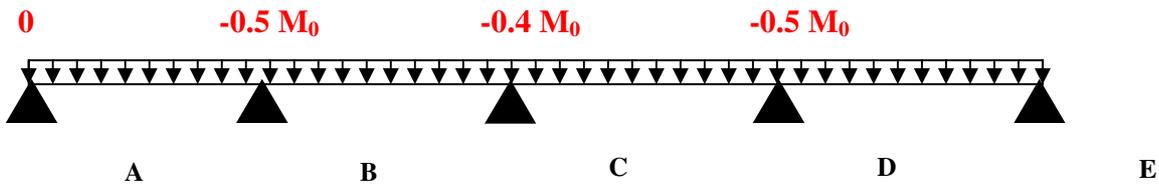


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l’appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

Le rapport des charges d’exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$, tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

• **Evaluation de l’effort tranchant :**

On évalue l’effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c’est-à-dire l’effort tranchant hyperstatique est confondu avec l’effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l’on tient compte des moments de continuité en majorant l’effort tranchant isostatique V_0 de :

– 15% si c’est une poutre à deux travées.

– 10% si c’est une poutre à plus de deux travées.

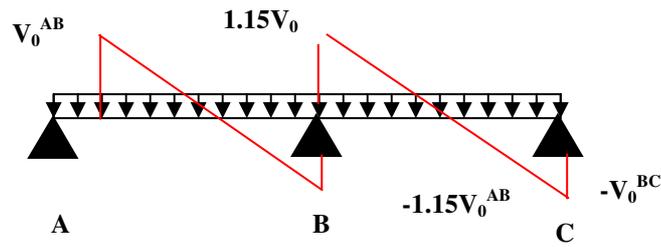


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

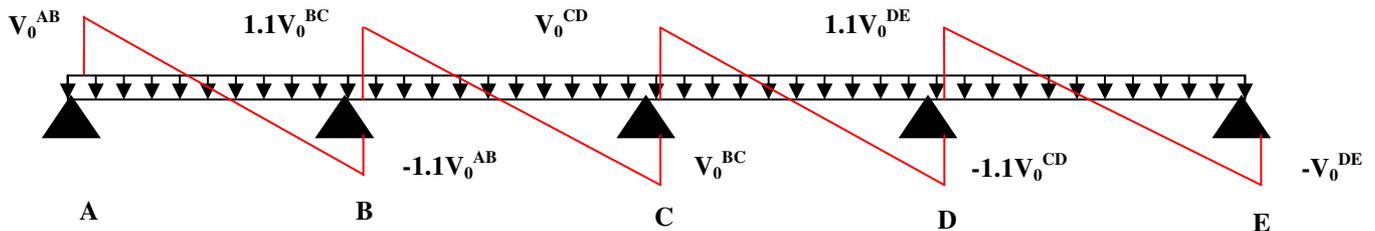


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• Calcul des moments :

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b).En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

- ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.
- ✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions de la MF n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée ou il suffit de remplacer la charge G par 2/3 G dans le calcul des moments sur appuis.

• **Les Différents types de poutrelles :**

Tableau III.1. Les Types de poutrelles dans le Bloc 1 :

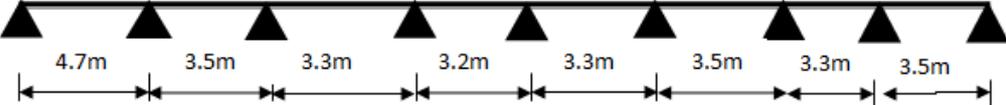
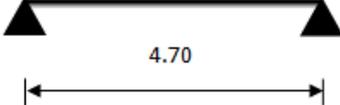
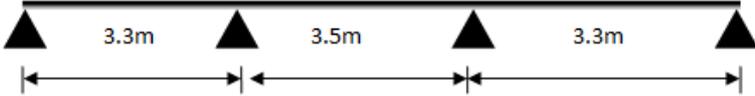
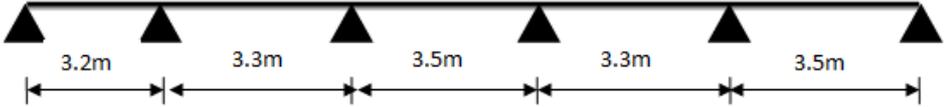
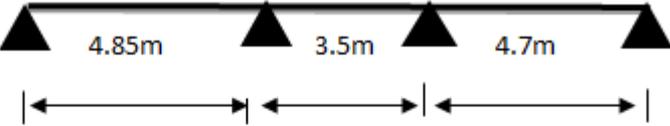
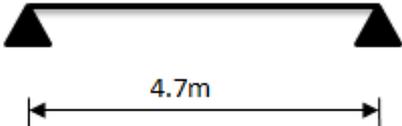
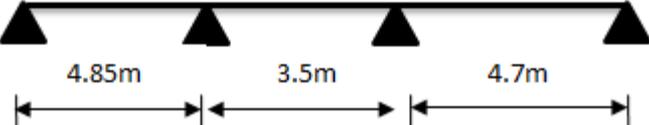
Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type (terrasse accessible)	
5 ^{ème} type (terrasse inaccessible)	
6 ^{ème} type (terrasse inaccessible)	
7 ^{ème} type (terrasse inaccessible)	

Tableau III.2. Les Types de poutrelles dans le Bloc 2

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type (Terrasse accessible)	
3 ^{ème} type (Terrasse inaccessible)	
4 ^{ème} type Terrasse inaccessible	

- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

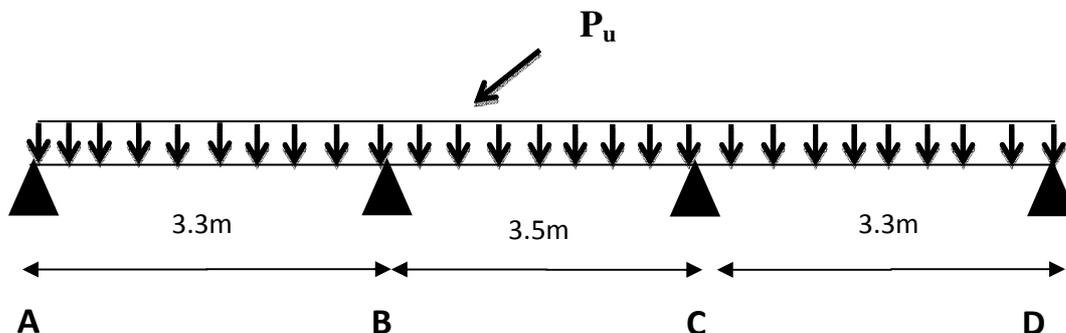
Type de planchers	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Plancher terrasse accessible (20+4)	6.75	1.5	7.38	5.36
Plancher terrasse inaccessible (20+4)	6.88	1	7.01	5.12
Plancher étage courant usage d'habitation (20+4)	5.46	1.5	6.25	4.52

- ❖ Les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites pour tous les types de poutrelles du Bloc 1 sauf type 1,5 et 6.
- ❖ Des conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites pour tous les types du Bloc 2, le rapport $(l_i / l_{i+1})^n$ n'est pas vérifié, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée pour ce type.

Exemples de calcul pour le Bloc1 :

- Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher étage courant à usage habitation :

Etude d'une poutrelle à 3 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).



- calcul des sollicitations :

$$p_u = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = 4.52 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des moments isostatiques :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p l^2}{8}$$

Tableau III.4. Calcul des moments isostatiques :

Travées	M_0 ELU(KN.m)	M_0 ELS(KN.m)
AB, CD	8.51	6.15
BC	9.57	6.92

-Moments aux appuis

Appuis de rive

$$\text{A l'ELU } M_A = M_d = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_d = -1.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS } M_A = M_d = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_d = -1.03 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires

$$\text{A l'ELU } M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -4.78 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -4.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS } M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -3.46 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -3.46 \text{ KN.m}$$

-Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.46} = 0.216$$

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_s| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

A l'ELU**Travée AB**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 4.72 \\ M_t^{AB} \geq 6.67 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 6.67 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 4.53 \\ M_t^{BC} \geq 5.41 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 5.41 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 6.67 \\ M_t^{CD} \geq 5.53 \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} = 6.67 \text{ KN.m}$$

A l'ELS**Travée AB**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 3.4 \\ M_t^{AB} \geq 4.82 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 4.82 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 3.91 \\ M_t^{BC} \geq 3.17 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 3.91 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 4.82 \\ M_t^{CD} \geq 3.99 \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} = 4.82 \text{ KN.m}$$

-Les efforts tranchants**A l'ELU****Travée AB**

$$V_A = \frac{5.46 \times 3.3}{2} = 10.32 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = 11.35 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.1 \times \frac{6.25 \times 3.5}{2} = 12.03 \text{ KN}$$

$$V_C = V_B = 12.04 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{1.1 \times 5.46 \times 3.3}{2} = 11.3 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{V_C}{1.1} = 10.32 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant à usage habitation :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.3	4.06	8.51	1.43	4.79	6.67	10.32	12.04
	BC	3.5	4.06	9.57	4.79	4.79	5.41	12.04	12.04
	CD	3.3	4.06	8.51	4.79	1.43	6.67	12.04	10.32

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant à usage habitation :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.3	2.94	6.16	1.03	3.46	4.82
	BC	3.5	2.94	6.93	3.46	3.46	3.91
	CD	3.3	2.94	6.16	3.46	1.03	4.82

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant à usage d'habitation

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.7	4.65	12.83	1.92	9.18	12.98	12.74	16.65
	BC	3.5	4.65	7.12	9.18	5.20	2.49	16.64	11.89
	CD	3.3	4.65	6.32	5.20	1.92	6.11	11.89	8.74

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant à usage d'habitation

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.7	3.34	9.22	1.38	6.59	9.41
	BC	3.5	3.34	5.11	6.59	3.73	1.84
	CD	3.3	3.34	4.54	3.73	1.38	4.43

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant à usage habitation :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	4.7	4.65	12.83	1.92	9.19	12.98	12.74	16.65
	BC	3.5	4.65	7.12	9.19	4.06	3.12	16.65	10.43
	CD	3.3	4.65	6.32	4.06	3.70	4.63	10.43	10.21
	DE	3.2	4.65	5.95	3.70	3.70	4.3	10.21	10.21
	EF	3.3	4.65	6.32	3.70	4.06	4.63	10.21	10.94
	FG	3.5	4.65	7.12	4.06	4.06	5.51	10.94	10.94
	GH	3.3	4.65	6.32	4.06	5.47	3.76	10.94	12.51
	HI	3.5	4.65	7.12	5.47	1.92	7.04	12.51	9.38

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant à usage habitation :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4.7	3.34	9.22	1.38	6.59	9.41
	BC	3.5	3.34	5.11	6.59	2.92	2.29
	CD	3.3	3.34	4.54	2.92	2.66	3.37
	DE	3.2	3.34	4.27	2.66	2.66	3.13
	EF	3.3	3.34	4.54	2.66	2.92	3.37
	FG	3.5	3.34	5.11	2.92	2.92	4.01
	GH	3.3	3.34	4.54	2.92	3.92	2.75
	HI	3.5	3.34	5.11	3.92	1.38	5.1

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u KN/m	M ₀ KN.m	M _g KN.m	M _d KN.m	M _t KN.m	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	4.7	7.38	20.39	3.05	3.05	20.39	17.35	17.35

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	4.7	5.36	14.81	2.22	2.22	14.21

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u KN/m	M ₀ KN.m	M _g KN.m	M _d KN.m	M _t KN.m	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	4.70	5	13.8	2.07	10.52	14.46	14.24	18.72
	BC	3.5	5	7.65	10.52	2.07	6.12	18.72	9.26

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	4.70	3.63	10.02	1.5	7.64	10.58
	BC	3.5	3.63	5.55	7.64	1.5	4.49

Tableau III.15.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 6	AB	3.3	4.56	9.54	1.6	5.37	7.34	11.57	13.50
	BC	3.5	4.56	10.73	5.37	5.37	5.90	13.50	13.5
	CD	3.3	4.56	9.54	5.37	-1.6	7.34	13.5	11.57

Tableau III.16.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 6	AB	3.3	3.33	6.97	-1.18	-3.92	5.36
	BC	3.5	3.33	7.84	-3.92	-3.92	4.31
	CD	3.3	3.33	6.97	-3.92	-1.18	5.36

Tableau III.17.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

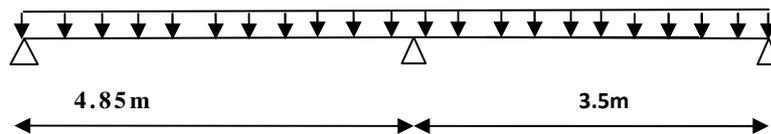
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 7	AB	3.2	4.55	8.97	-1.6	-4.77	7.03	11.22	12.73
	BC	3.3	4.55	9.54	-4.77	-4.29	5.48	12.73	-12.27
	CD	3.5	4.55	10.73	-4.29	-4.29	6.98	12.27	12.27
	DE	3.3	4.55	9.54	-4.29	-5.37	5.19	12.27	13.50
	EF	3.5	4.55	10.73	-5.37	-1.6	8.59	13.50	12.27

Tableau III.18.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 7	AB	3.2	3.33	6.56	1.17	3.48	5.14
	BC	3.3	3.33	6.97	3.48	3.13	4.01
	CD	3.5	3.33	7.84	3.13	3.13	5.10
	DE	3.3	3.33	6.97	3.13	3.92	3.79
	EF	3.5	3.33	7.84	3.92	1.17	6.27

Exemple de calcul pour le Bloc 2 :

- Application de la méthode de Caquot pour le type 5 du plancher terrasse :



$L_i/L_{i+1}=4.85/3.5=1.38 \notin [0.8;1.25]$ Condition non vérifiée.

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 6.45 = 4.3 \text{ KN / m}^2$$

$$P_u = (1.35 G'+1.5 Q) \times 0.65 = 4.74 \text{ KN / m}$$

$$P_s = (G' + Q) \times 0.65 = 3.44 \text{ KN / m}$$

A l'ELU :

- Moments aux appuis :

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$P_g = P_d = 4.74 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 5 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 5.9 = 4.72 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.74 \times (5^3 + 4.72^3)}{8.5 \times (5 + 4.72)} = -13.2 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 5.9 = 4.72 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 3.6 \text{ m.}$$

$$M_C = -\frac{4.74 \times (4.72^3 + 3.6^3)}{8.5 \times (4.72 + 3.6)} = -10.18 \text{ KN.m}$$

- Moments en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB :

$$x = \frac{5}{2} - \frac{0 - (-13.2)}{6.63 \times 5} = 2.1 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.63 \times 2.1}{2} \times (5 - 2.1) = 20.18 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 20.18 + \left(-13.2 \times \frac{2.1}{5} \right) = 14.63 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{5.9}{2} - \frac{-13.2 - (-10.18)}{6.63 \times 5.9} = 3.028 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.63 \times 3.028}{2} \times (5.9 - 3.028) = 28.83 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 28.83 - 13.2 \times \left(1 - \frac{3.028}{5.9} \right) - 10.18 \times \frac{3.028}{5.9} = 17.18 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{3.6}{2} - \frac{-10.18 - 0}{6.63 \times 3.6} = 2.22 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.63 \times 2.22}{2} \times (3.6 - 2.22) = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 10.14 - 10.18 \times \left(1 - \frac{2.22}{3.6} \right) = 6.25 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.63 \times 5}{2} + \frac{-13.2 - 0}{5} = 13.93 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.63 \times 5}{2} + \frac{-13.2 - 0}{5} = -19.21 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.63 \times 5.9}{2} + \frac{-10.18 + 13.2}{5.9} = 12.07 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{-6.63 \times 5.9}{2} + \frac{-10.18 + 13.2}{5.9} = -19.05 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_c = \frac{6.63 \times 3.6}{2} + \frac{0 + 10.18}{3.6} = 14.76 \text{ KN}$$

$$V_d = -\frac{6.63 \times 3.6}{2} + \frac{0 + 10.18}{3.6} = -9.11 \text{ KN}$$

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.85	4.65	13.67	2.05	9.74	13.84	13.16	17.17
	BC	3.5	4.65	7.12	9.74	9.19	0.11	17.17	16.65
	CD	4.7	4.65	12.83	9.19	2.05	12.98	16.65	12.74

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau III.20:

Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4.85	3.34	9.82	1.47	6.99	2.1	10.04
	BC	3.5	3.34	5.11	6.99	6.59	1.77	0.14
	CD	4.7	3.34	9.22	6.59	1.47	2.66	9.41

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.7	7.38	20.37	3.05	3.05	20.37	17.36	17.36

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.7	5.36	14.80	2.22	2.22	14.80

Tableau III.23.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 3	AB	4.85	7.01	20.61	3.09	11.06	15.46	14.72	19.28
	BC	3.5	7.01	10.73	11.06	3.09	5.92	19.28	9.11

Tableau III.24.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type3	AB	4.85	5.12	15.05	2.26	8.03	11.31
	BC	3.5	5.12	7.84	8.03	2.06	4.34

Tableau III.25.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type4	AB	4.85	7.01	20.61	3.09	10.46	15.72	14.85	19.16
	BC	3.5	7.01	10.73	10.46	9.86	0.58	19.16	18.58
	CD	4.7	7.01	19.35	9.86	3.09	14.74	15.58	14.38

Tableau III.26.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 4	AB	4.85	5.12	15.05	2.25	7.59	11.50
	BC	3.5	5.12	7.84	7.59	7.16	0.46
	CD	4.7	5.12	14.37	7.16	2.25	10.79

- Ferrailage des poutrelles du Bloc 1 :

Exemple de calcul étage courant:

$$\begin{cases} M_t = 12.98 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -9.19 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -1.92 \text{ KN.m} \\ V = 16.65 \text{ KN} \end{cases}$$

En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- ✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).
- ✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,22 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.029 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.038$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.038) = 0.21 \text{ m.}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = 1.72 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A.4.2.1)}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.72 \text{cm}^2$$

$A_t = A_{min} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
 On opte pour 2HA8+1HA10 avec $A=1.79\text{cm}^2$.

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

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

$M_u = -9.19 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.111$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.148$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.206 \text{m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 1.27 \text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{cm}^2$$

$A_{min} = 0.31 \text{cm}^2 < A_a \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

On opte pour 2HA10 avec $A=1.57\text{cm}^2$.

• Calcul de l'armature aux appuis de rive:

$$M_{Rive}^a = -1.92KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.019$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.025$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.217m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.215cm^2$$

On prend $A_s = 1\phi 8 = 0.5cm^2$

. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.31cm^2$$

$A_s = 0.5cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Vérifications à ELU :

• Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art A.5.1.2.1.1).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa] = 3.33 MPA$$

$$V^{\max} = 16.65KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{16.65 * 10^{-3}}{0.12 * 0.22} = 0.63 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.
 (Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{240 / 35, 12 / 10, 8\} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

• **Espacement S_t :**

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 4.7 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A.5.1.2.2).} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = \infty \end{array} \right.$$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$.

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$ **BAEL91 (Art A.5.1.3.1.2).**

$$A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$$

$$A_s = 1.79 + 0.5 = 2.29 \text{ cm}^2$$

$$1.15 \times 16.65 \times 10^{-3} / 400 = 0.478 \text{ cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e$ Condition vérifiée.

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_S \geq 1.15/f_e (V_u + M_u/0.9d) \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A.5.1.3.2.1).}$$

$$A_S = 1.79 + 1.01 = 2.8 \text{ cm}^2.$$

$$1.15/400(16.65 \times 10^{-3} - 5.44 \times 10^{-3}/0.9 \times 0.22) = -0.14 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 < 0 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'écrasement de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A.6.1.3).}$

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$

$$V_u = 0.01665 \text{ MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.12 \times 25 = 0.158 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.50 \text{ cm}^2$.

Etat limite d'ouverture des fissures:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A.4.5.2).}$$

En travée :

$$M_{ser} = 9.41 \text{ KN.m} ; A = 1.79 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.79 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 0.37 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 0.004 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 110289.01 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.41 \times 0.004 \times 10^3}{5862.19} = 3.41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 6.59 \text{ KN.m} ; A = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 20.57 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 49210.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.59 \times 20.57 \times 1000}{49210.07} = 2.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Etat limite de déformation :**

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle qui a la travée la plus grande du plancher courant (L=4.7 m).

On a :

$$\frac{h}{l} = 0.051 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.051 \geq \frac{10.02}{15 \times 12.98} = 0.051 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1.72}{12 \times 22} = 0.0065 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.27. Le ferrailage des différentes poutrelles des différents étages :

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES			ARMATURES TRASVRSALES (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.273	1HA8 = 0.5	0.32	2HA6 = 0.57
	Appuis intermédiaires	1.475	2HA10 = 1.57	0.32	2HA6 = 0.57
	Travée	1.920	2HA10 + 1HA8 = 2.08	1.72	2HA6 = 0.57
Terrasse accessible	Appuis de rive	0.480	1HA8 = 0.5	0.32	2HA6 = 0.57
	Appuis intermédiaires	1.475	2HA10 = 1.57	0.26	2HA6 = 0.57
	Travée	2.720	2HA12 + 1HA8 = 2.76	1.72	2HA6 = 0.57
Plancher étage courant usage d'habitation	Appuis de rive	0.215	1HA8 = 0.5	0.32	2HA6 = 0.57
	Appuis intermédiaires	1.27	2HA10 = 1.57	0.32	2HA6 = 0.57
	Travée	1.72	2HA8 + 1HA10 = 1.8	1.72	2HA6 = 0.57

Tableau III.28.Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant A usage d'habitation			
Plancher terrasse accessible			

❖ **Ferrailage de la dalle de compression** : On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3).}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm.....condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 30 cm < 30 cm.....condition vérifiée.

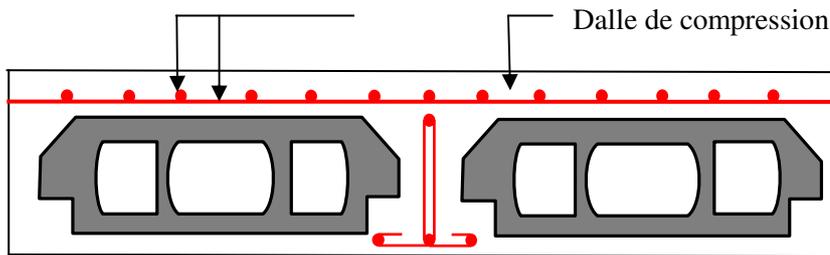


Fig. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

• Ferrailage des poutrelles du Bloc 2 :

Exemple de calcul plancher étage courant (type 1) :

$$\left[\begin{array}{l} M_t = 14.98 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -9.19 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -2.76 \text{ KN.m} \\ V = 16.68 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tableau III.29. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant :

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{choisit}(\text{cm}^2)$
En travée	14.98	0.033	0.043	0.216	1.99	1.73	2HA8+1HA12 2.14
En appuis de rive	2.76	0.033	0.042	0.216	0.56	0.32	1HA10 00.79
En appuis intermédiaire	9.19	0.111	0.148	0.206	1.27	0.32	2HA10 1.57

Tableau III.30. vérification de l'effort tranchant et des contraintes :

V(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Obs
16.68	0.63	3.33	Vérifiée

Vérification des contraintes en travée					
M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
10.03	4.19	11800	3.56	15	Vérifiée
Vérification des contraintes en appui intermédiaire					
M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
6.99	4.76	15811	4.35	15	vérifiée
Vérification des contraintes en appui de rive					
M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
1.5	2.65	4840.1	0.82	15	vérifiée

Etat limite de déformation :

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a :

$$\frac{24}{485} = 0.049 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.049 \geq \frac{10.02}{15 \times 14.98} = 0.045 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{2.14}{12 \times 22} = 0.008 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.31. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage terrasse accessible (type 2) :

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	20.39	0.045	0.058	0.214	2.70	1.72	2HA10+1HA12 2.71
En appuis de rive	3.06	0.033	0.042	0.216	0.36	0.32	1HA8 0.50
En appuis intermédiaire	3.06	0.146	0.198	0.211	0.41	0.32	1HA8 0.50

Tableau III.32. vérification de l'effort tranchant et des contraintes :

V(KN)	τ (MPa)		$\bar{\tau}$ (MPa)	Obs	
17.36	0.65		3.33	Vérifiée	
Vérification des contraintes en travée					
M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
14.8	5.02	17531.04	5.43	15	Vérifiée
Vérification des contraintes en appui intermédiaire					
M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
2.22	2.14	3170	1.79	15	vérifiée
Vérification des contraintes en appui de rive					
M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
2.22	2.14	3170	1.49	15	vérifiée

Tableau III.33. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible (type 4) :

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	16.49	0.037	0.047	0.215	2.19	1.72	3HA10 2.36
En appuis de rive	3.09	0.037	0.047	0.215	0.41	0.32	1HA8 0.5
En appuis intermédiaire	10.31	0.125	0.167	0.205	1.44	0.32	1HA10 1.57

Tableau III.34. vérification de l'effort tranchant et des contraintes :

V(KN)	(MPa)		$\bar{\tau}$ (MPa)	Obs	
19.16	0.73		3.33	Vérifiée	
Vérification des contraintes en travée					
M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
11.5	3.94	12800	5.43	15	Vérifiée
Vérification des contraintes en appui intermédiaire					
M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
9.86	3.64	8980	3.99	15	vérifiée
Vérification des contraintes en appui de rive					
M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
1.73	2.14	3170	1.49	15	vérifiée

Tableau III.35. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles du Bloc2 :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse accessible			
Plancher terrasse inaccessible			

❖ **Ferraillage de la dalle de compression** : On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}.$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm..... condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 30 cm < 30 cm..... condition vérifiée.

III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, on a trois types de dalles pleines . pleines d'épaisseur **14 cm**.

- Dalle sur trois appuis.(dalle pleine autour de l'ascenseur)

On appelle :

$$L_x = 2.65\text{m}$$

$$L_y = 4.8\text{m}$$

❖ **Evaluation des charges :**

- **A L'ELU :**

$$G = 4.84 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 4.84 + 2.5 \times 1.5) = 10.28 \text{ KN/m}^2$$

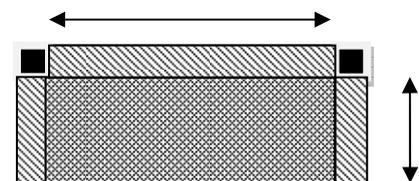


Fig. III.6 Panneau Dalle

❖ Calcul des sollicitations :

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$1) \quad l_x \geq l_y/2 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} M_o^y = P \times l_y^2 / 8 (l_x - l_y/2) + (P \times l_y^3 / 48). \\ M_o^x = P \times l_y^3 / 24. \end{cases}$$

$$2) \quad l_x \leq l_y/2 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} M_o^y = P \times l_x^3 / 6 . \\ M_o^x = (P \times l_x^2 \times l_y / 2) - (2 \times P \times l_x^3 / 3). \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_x = 2.65\text{m} \\ l_y = 4.8\text{m} \end{cases}$$

$$l_x > l_y/2 = 2.4\text{m} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} M_o^x = (10.28 \times 4.8^3) / 24 = 47.38 \text{ KN.m} \\ M_o^y = (10.28 \times 4.8^2 / 8)(2.65 - 2.4) + (10.28 \times 4.8^3) / 48 = 31.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 47.38 = 40.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 31.01 = 26.43 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis:

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 M_o^x = -23.69 \text{ KN.m}$$

Ferraillage:

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bande ($l_x \times e$ et $l_y \times e$), le moment est calculé pour une section ($l_x \times l_y$).

En travée :➤ **Sens x-x :**

$$M_t^x = 40.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.04028}{2.65 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.074$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.277 ; Z = 0.106 \text{ m}$$

$$A_s = (40.28 \times 10^{-3} / 0.106 \times 348) = 10.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 1.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{min} < A_s$ condition vérifiée.

On adopte 3HA10 = 2.36 cm²/ml

➤ **Sens y-y :**

$$M_t^y = 26.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.02643}{4.8 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.129$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.174 ; Z = 0.111 \text{ m}$$

$$A_s = (26.43 \times 10^{-3} / 0.111 \times 348) = 6.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{min} < A_s$ condition vérifiée.

On adopte 4HA8 = 2.01 cm²/ml

En appuis :

➤ **Sens (x-x et y-y) :**

La table de compression est tendue, le béton n'intervient pas dans la résistance, donc le calcul est ramené à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 M_o^x = -23.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.116 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha=0.154 ; Z= 0.112m \Rightarrow A_s=6.05 \text{ cm}^2/ml.$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 0.26 \text{ cm}^2/ml.$$

$A_{min} < A_s$ condition vérifiée.

On adopte 4HA8 = 2.01 cm² /ml

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.36. Calcul du ferrailage de la dalle D₁

Localisation	M ⁰ (KN)		M ^t (KN)		A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
En travée								
Sens x	47.38	33.82	40.28	28.74	10.85	1.37	4HA16+2HA14=11.12	15
Sens y	31.01	22.19	26.43	18.86	6.80	1.12	5HA14=7.70	20
En appui								
Sens x, y	/	/	- 23.69	- 16.91	6.05	0.96	5HA14=7.70	20

❖ **Vérifications :**

• **A l'ELU :**

Vérification de l'effort tranchant :

$$v_u^x = (P_u \times l_x) / 2 \times (l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4))$$

$$v_u^x = (10.28 \times 2.65) / 2 \times (4.8^4 / (2.65^4 + 4.8^4))$$

$$v_u^x = 12.46 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = 0.104 < 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **A l'ELS :**

$$P_s = 7.34 \text{ KN/m}^2$$

$$l_x \leq l_y / 2 = 1.61 \longrightarrow \begin{cases} M_o^y = (7.34 \times 2.65^3) / 6 = 22.19 \text{ KN.m} \\ M_o^x = (7.34 \times 2.65^2 \times 4.8) / 2 - (2 \times 7.34 \times 2.65^3) / 3 = 33.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 33.82 = 28.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 22.19 = 18.86 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis:

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 M_o^x = -16.91 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de σ_{bc} :**

- **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

Selon L_X : $Y=3.83\text{cm} \Rightarrow I=7880.12 \text{ cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 13.98 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Selon L_Y : $Y=6.43\text{cm} \Rightarrow I=30411.4\text{cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc}=3.99 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- **Vérification de σ_{st} :**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification à faire .

Etat limite de déformation :

1). $h_t / l = 0.14 / 2.65 = 0.0528 > \text{Max} [3 / 80 ; 40.28 / 20 \times 47.38] = 0.0425 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

2) $A_s / b \times d = 0.005 < 2 / f_c = 0.007 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Ferraillage:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s^x = 4\text{HA16} + 2\text{HA14} = 11.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ St} = 15\text{cm.} \\ A_s^y = 5\text{HA14} = 7.70\text{cm}^2 / \text{ml}, \text{ St} = 20\text{cm.} \\ A_s^a = 5\text{HA14} = 7.70\text{cm}^2 / \text{ml}, \text{ St} = 20\text{cm.} \end{array} \right.$$

- Schéma du ferrailage :

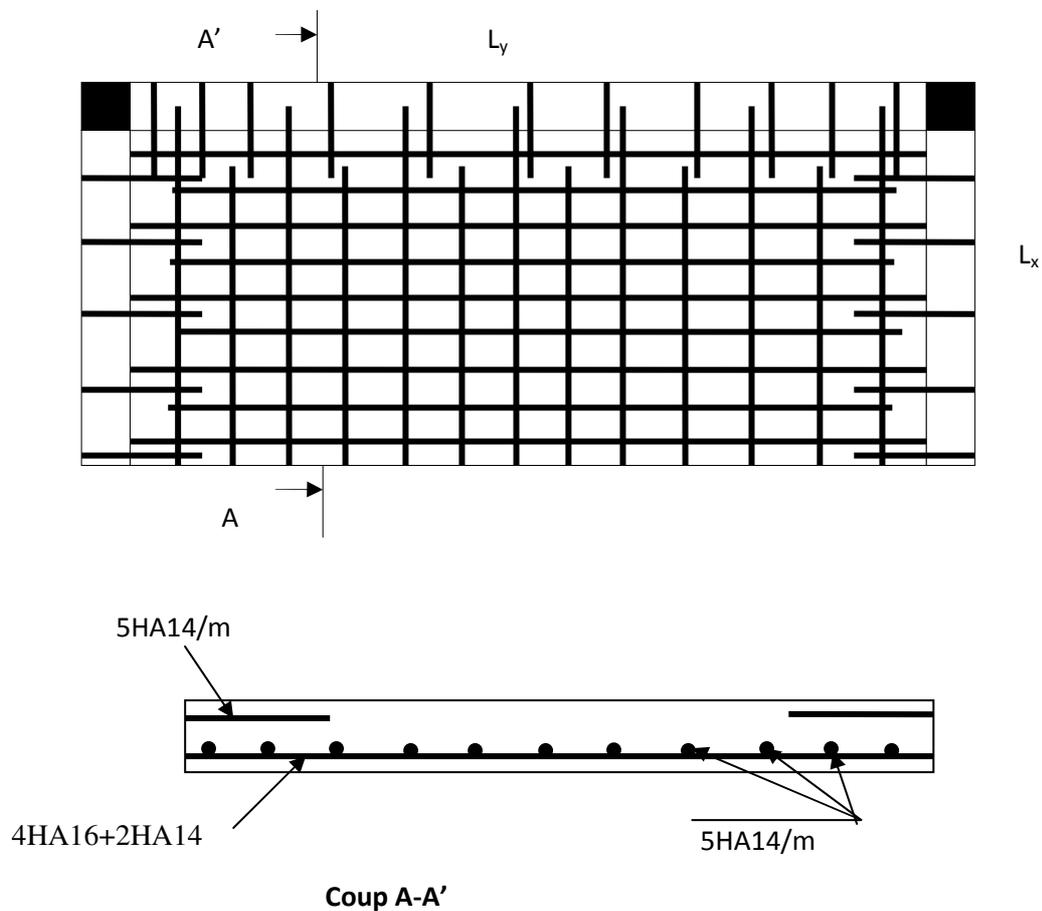


FIG. III.7.Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

- Dalle sur 4 appuis (Dalle pleine autour de l'ascenseur d'étage courant) :

NB : la dalle sera calculée sans tenir compte de l'ouverture.

❖ Evaluation des charges :

- A L'ELU :

$$G = 4.84 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 4.84 + 2.5 \times 1.5) = 10.28 \text{ KN/m}^2$$

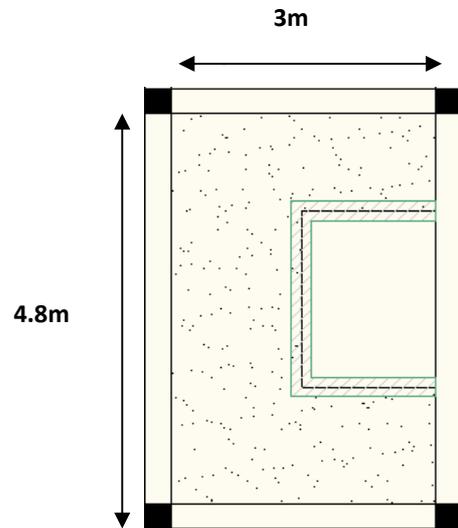


Fig. III.8. Dalle sur 4 appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{300}{480} = 0,625 \Rightarrow \rho > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens } L_x \text{ et } L_y.$$

1- Ferrailage

Le calcul fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,14) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul des sections de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.37. ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_a^{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ² /ml)	A_a^{adop} (cm ² /ml)
Sens xx	6.13	-3.6	1.49	0.87	1.33	1.33	4HA10=3,16	4HA8=2,01
Sens yy	2.04	-1.2	0.49	0.29	1,12	1.12	4HA10=3,16	4HA8=2,01

Espacement des armatures en appui et en travée

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$,

On opte: $S_t=25\text{cm}$ pour les deux sens (appui et travée).

1. Vérification à l'ELU

- Cisaillement

$$v_u^x = (P_u \times l_x) / 2 \times (l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4)) = 13.37 \text{ KN}$$

$$v_u^x = (10.28 \times 2.65) / 2 \times (4.8^4 / (2.65^4 + 4.8^4))$$

$$v_u^x = 13.37 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = 0.111 < 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification à l'ELS

$$P_s = 7.34 \text{ KN/m}^2$$

$$v = 0.2 \Rightarrow \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0831 \\ \mu_y = 0.5004 \end{cases}$$

$$M_{0_{ser}}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0831 \times 7.34 \times 3^2 = 5.48 \text{ KN.m / ml}$$

$$M_{0_{ser}}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.5004 \times 5.48 = 2.74 \text{ KN.m / ml}$$

$$M_t^x = 0.75 \times 5.48 = 4.11 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 31.01 = 2.05 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 M_0^x = -2.74 \text{ KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

L_x : $Y=3.21\text{cm} \Rightarrow I=5657.2\text{cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.34 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

L_y : $Y=3.21\text{cm} \Rightarrow I=5657.2\text{cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.17 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

En appui : $Y=3.21\text{cm} \Rightarrow I=5657.2\text{cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.56 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Etat limite de déformation

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

Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,046 < 0,0425 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0026 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

Sens y-y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0,00029 < 0,0375 \dots \dots \dots \text{Non Vérfifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0026 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

Les conditions de flèche ne sont vérifiées dans le sens X, donc on doit effectuer une vérification à la flèche. résultats suivants :

$$\rho = 0,0026 \quad ; \quad y = 0,029 \text{cm}; \quad I = 5657,2 \text{cm}^4; \lambda_i = 7,97 \quad ; \quad \lambda_v = 3,18$$

Tableau III.38. la flèche de la dalle pleine.

q_j (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	$I f_j$ (cm ⁴)	σ_j (MPa)	μ_j	f_{ji} (mm)
3,50	0.53	26257	15.37	0	0.0089
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$I f_g$ (cm ⁴)	σ_g (MPa)	μ_g	f_{gi} (mm)
4.84	0.74	26257	21.26	0	0.0124
q_p (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	$I f_p$ (cm ⁴)	σ_p (MPa)	μ_p	f_{pi} (mm)
7.34	1.12	26257	32.24	0	0.0188

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{cm}$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.037 + 0.0188 - 0.0124 - 0.0089 = 0.034 \text{mm} < f_{adm} = 0,96 \text{cm}$$

Sens y-y $\Delta f = 0,0034 \text{cm} < f_{adm} = 0,96 \text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifier

✓ Schéma de ferrailage :

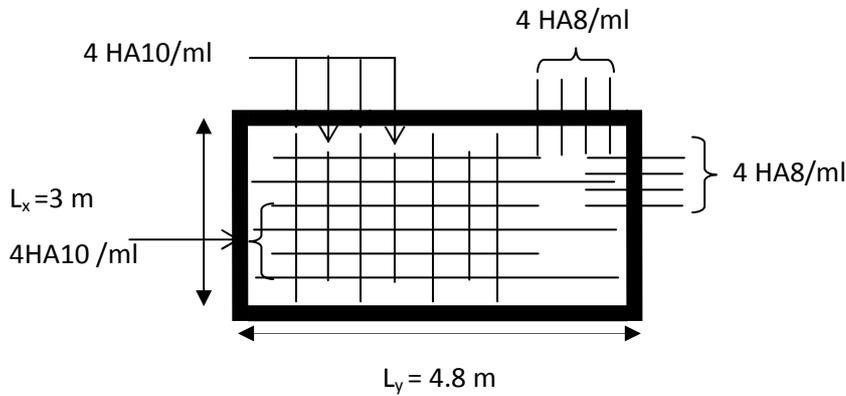


Figure III.9. Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis

• Dalle sur deux appuis :

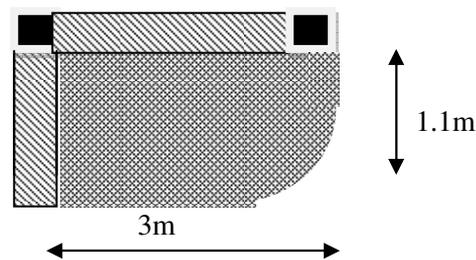


Fig. III.10. dalle pleine

❖ Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.84 + 1.5 \times 3.5 = 13.13 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.84 + 3.5 = 9.34 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$Q_g = 1 \text{ KN/m}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps)

$$Q_{gu} = 1 \times 1.35 = 1.35 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{110}{300} = 0.37 < 0.4$$

Donc la dalle travaille sur un seul sens (sens x) comme console.

- Les sollicitations :

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} + Q_{gu} \times l$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{gu}$$

balcon

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l$$

$$M_u = \frac{13.13 \times 1.1^2}{2} + 1.35 \times 1.1 = 9.43 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 13.13 \times 1.1 + 1.35 = 15.79 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = \frac{9.34_s \times 1.1^2}{2} + 1 \times 1.1 = 6.21 \text{ KN.m}$$

c) Ferrailage :

- Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100\text{cm}, h = 14\text{cm}, d = 12\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa.}$$

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé(cm ²)	A adopté(cm ²)	St(cm)
9.43	0,046	0.059	0.117	2.32	4HA10=3.14	25

- Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78\text{cm}^2$$

$$A_t = 2T8 = 1.01\text{cm}^2 / ml$$

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

On opte pour : $S_t = 25\text{cm}$

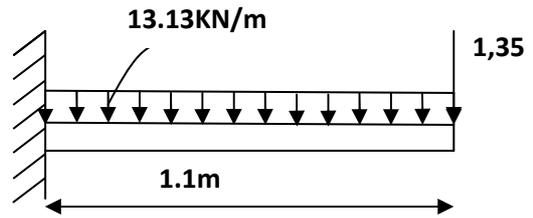


Fig.III.11.. schéma statique de

- Vérification :

- a l'ELU :

- L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : Tel que: $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.13 \text{MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{MPa. condition vérifiée.}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{cm}^2.$$

1,45 < 3,14 c'est vérifié.

- a l'ELS :

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l = 6.21 \text{kn/m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.2 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4.74 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.19 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- La contrainte dans l'acier :

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{MPa.}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 172.95 \text{Mpa.}$$

$\sigma < \bar{\sigma}_s$ C'est vérifié.

- **La flèche :**

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{0,14}{1,1} = 0,127 > \frac{1}{16} = 0,0625$

2. $\frac{A_s}{b \times d} = 0,0026 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$

❖ Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

- ✓ **Le schéma de ferrailage :**

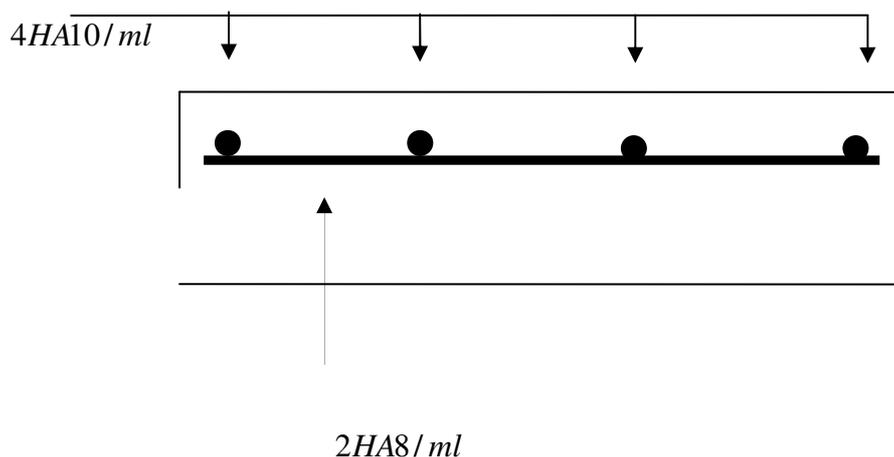


Fig. III.12. schéma de ferrailage de la dalle pleine .

III.3. Les Escaliers :

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 nous avons deux types d'escalier, escalier à deux volées qui est identique pour tous les étages dans les deux blocs et un escalier à trois volées allant du 10^{ème} au 11^{ème} étage.

✓ Type 1 (escalier a deux volées) :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=9.26 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.98 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Calcul à l'ELU:

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.26) + (1.5 \times 2.5) = 16.25 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.98) + (1.5 \times 2.5) = 11.82 \text{ KN/ml.}$$

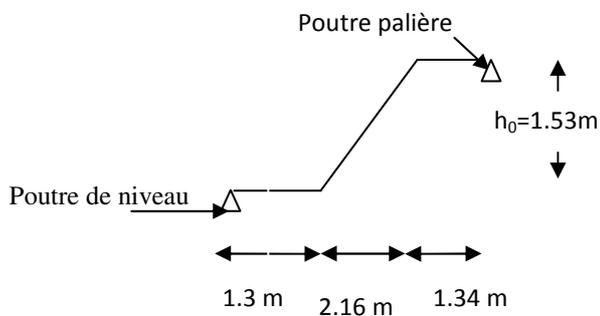


Fig. III.13-schéma statique

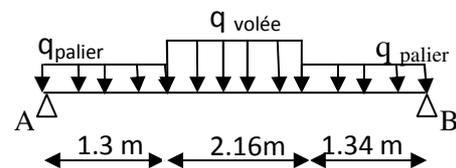


Fig. III.14 schéma de chargement

• **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM, les résultats trouvés sont les suivant :

$$\checkmark \text{ Réactions } \begin{cases} R_A=33.20\text{KN.} \\ R_B=33.11\text{KN.} \end{cases}$$

✓ Efforts internes

$$x_0 = 2.39\text{m} \Rightarrow M_t^{\max} = 42.94\text{KN.m}$$

$$x_0 = 0 \text{ m} \Rightarrow V^{\max} = 33.20\text{KN}$$

▪ **Moment en travée et en appui :**

$$M^t = 0,75 * M_0^{\max} = 32.20 \text{ KN.}$$

$$M^a = -0,5 * M_0^{\max} = -21.47 \text{ KN.}$$

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à L'ELU. Et la vérification se fera à L'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont : $S = (b * h)$ avec $(b=100\text{cm}, h=18\text{cm})$.

On résume les calculs dans le tableau ci-après

Tableau III.39. Ferraillage des escaliers :

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)/ml	A_{adopte} (cm ²)/ml	N ^{br} de barre
Travée	32.20	0.088	0.116	0.152	6.07	6.16	4HA14
Appui	21.47	0.059	0.076	0.155	3.98	4.52	4HA12

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e.$$

$$A_t = 6.16 \text{cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$A_a = 4.52 \text{cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

▪ **Les armatures de répartition : BAEL91 [Art. E.2.41].**

En travée $A \geq A^t/4 = 1,51 \text{cm}^2$ soit : 4HA8 = 2.01 cm².

En appui $A \geq A^a/4 = 1,13 \text{cm}^2$ soit : 4HA8 = 2,01 cm².

▪ **Espacement des barres :**

- **Pour les armatures principales :**

$$S^t = 100/4 = 25 \text{cm} < 33 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$S^a = 100/4 = 25 \text{cm} < 33 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- **Pour les armatures de répartition :**

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

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

$$\tau = V^{max} / b \times d = \frac{33.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.207 \text{MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

⇒ pas d'armatures transversales. (pas de rupture par cisaillement)

▪ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :BAEL91 [Art.5.313]**

$$V^{max} = 0.0332 \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 1.068 \text{MPa}$$

▪ **L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$A_l = A_{sup} + A_{inf} = 9.58 \text{cm}^2 > \frac{V^{max}}{f_e} \times \gamma_s = 0.95 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

• **Vérification de la section à L'ELS :**

Tableau III.40.calcul de sollicitation à l'ELS :

sollicitation	R _A (KN)	R _B (KN)	M ₀ (KN)	M _t ^{max} (KN)	M _a ^{max} (KN)
ELS	23.92	23.86	31.01	26.35	15.50

Tableau III.41. Etat limite de compression du béton :

localisation	$M_{ser}(kN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	observation
Travée	26.35	0.042	12913	8.59	15	Vérifiée
Appui	15.50	0.033	8454.1	6.18	15	Vérifiée

▪ Vérification de l'état limite de déformation :

$e/L = 0,0375 \geq \max [3/80 ; M_t/20M_0] = 0,0375 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$A_s / bd = 6.07 \times 10^{-4} / 1 \times 0.16 = 0.003 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage :

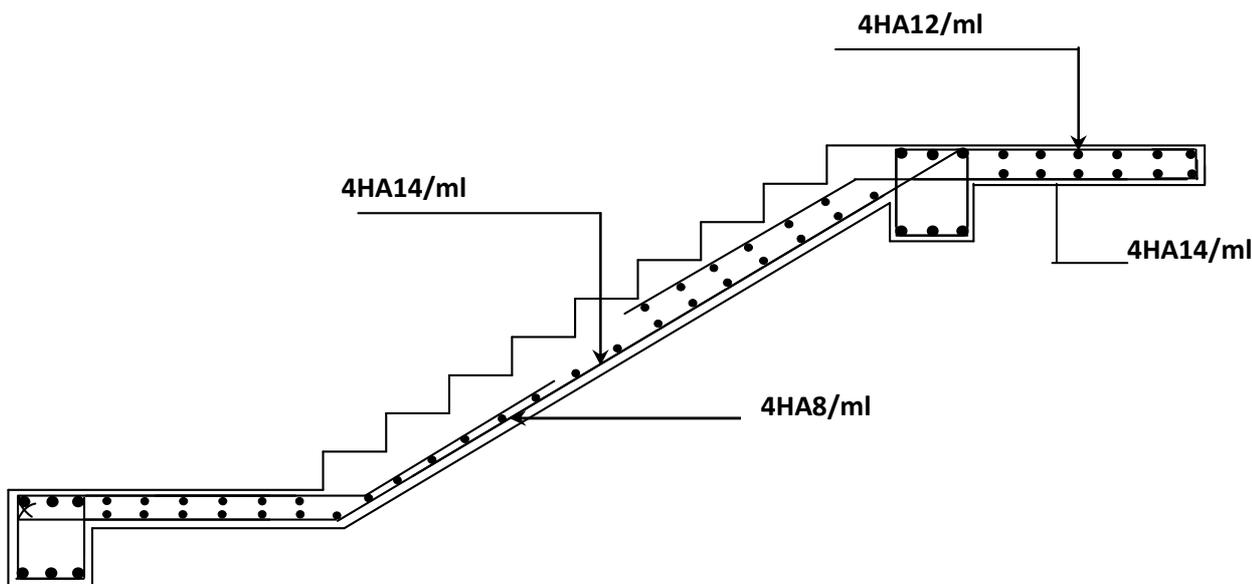
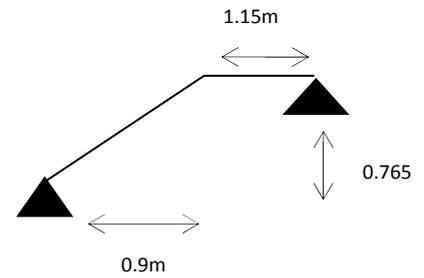


Fig. III.15. schéma de ferrailage de 1^{er} volée .

✓ Type 2 (escalier à trois volées) :

- 1^{ère} et 2^{ème} volée :



$G_v=9.26\text{KN/m}^2$; $G_p=5.98\text{KN/m}^2$; $Q=2.5\text{KN/m}^2$.

A.1 Calcul des sollicitations :

À L'ELU :

Volée : $q_v = 1.35 \cdot 9.26 + 1.5 \cdot 2.5 = 16.25\text{KN/m}$.

Palier : $q_p = 1.35 \cdot 5.98 + 1.5 \cdot 2.5 = 11.82\text{KN/m}^2$.

Par la méthode RDM on trouve:

$R_A = 15.22\text{KN}$.

$R_B = 12.99\text{KN}$.

$M_t^{\max} (1.098) = 7.14\text{KN.m}$.

- Moment en travée et en appui :

$M_a = 0.5 \cdot M_{\max} = -3.58\text{KN.m}$.

$M_t = 0.85 M_{\max} = 6.07\text{KN.m}$.

$V_{\max} = 15.23\text{KN}$.

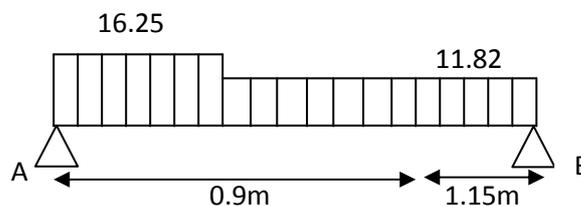


Figure.III.16. Schéma statique des charges sur l'escalier

Tableau III.42. Ferrailage des escaliers :

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)/ml	A_{adopte} (cm ²)/ml	N ^{br} de barre
Travée	6.07	0.0167	0.021	0.158	1.1	4.52	4HA12
Appui	3.58	0.0098	0.0123	0.159	0.65	4.52	4HA12

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c.$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

▪ **Les armatures de répartition : BAEL91 [Art. E.2.41].**

En travée $A \geq A^t/4 = 1,13 \text{ cm}^2$ soit : 4HA8 = 2.01 cm².

En appui $A \geq A^a/4 = 1,13 \text{ cm}^2$ soit : 4HA8 = 2,01 cm².

▪ **Espacement des barres :**

- **Pour les armatures principales :**

$$S^t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$S^a = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Pour les armatures de répartition :**

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

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

$$\tau = V^{max} / b \times d = \frac{15.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.095 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

⇒ pas d'armatures transversales. (pas de rupture par cisaillement)

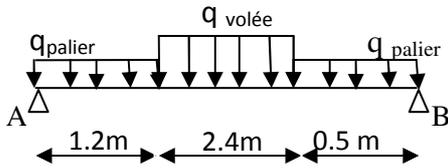
▪ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 [Art.5.313]**

$$V^{max} = 0.01523 \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 1.068 \text{ MPa}$$

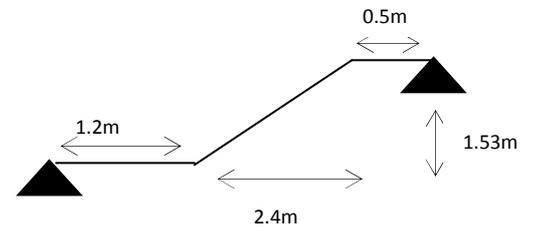
▪ **L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$A_l = A_{sup} + A_{inf} = 9.04 \text{ cm}^2 > \frac{V^{max}}{f_e} \times \gamma_s = 0.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- 3^{ème} volée :



FigIII.17..schéma de chargement



À L'ELU :

Volée : $q_v = 1.35 \cdot 9.26 + 1.5 \cdot 2.5 = 16.25 \text{ KN/m}$.

Palier : $q_p = 1.35 \cdot 5.98 + 1.5 \cdot 2.5 = 11.82 \text{ KN/m}^2$.

Par la méthode RDM on trouve:

$R_A = 28.64 \text{ KN}$.

$R_B = 30.45 \text{ KN}$.

$M_t^{\max} (2.08) = 32.28 \text{ KN.m}$.

- Moment en travée et en appui :

$M_a = 0.5 \cdot M_{\max} = -16.14 \text{ KN.m}$.

$M_t = 0.85 M_{\max} = 27.43 \text{ KN.m}$.

$V_{\max} = 30.45 \text{ KN}$.

Tableau III.43. Ferrailage des escaliers :

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adopte} (cm ² /ml)	N ^{br} de barre
Travée	27.43	0.098	0.153	0.153	5.13	6.16	4HA14
Appui	16.14	0.0445	0.057	0.156	2.97	4.52	4HA12

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c.$$

$$A_t = 6.16 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_a = 4.52 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

▪ **Les armatures de répartition : BAEL91 [Art. E.2.41].**

En travée $A \geq A^t/4 = 1,51 \text{cm}^2$ soit : 4HA8 = 2.01 cm².

En appui $A \geq A^a/4 = 1,13 \text{cm}^2$ soit : 4HA8 = 2,01 cm².

▪ **Espacement des barres :**

- **Pour les armatures principales :**

$$S^t = 100/4 = 25 \text{cm} < 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$S^a = 100/4 = 25 \text{cm} < 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Pour les armatures de répartition :**

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

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

$$\tau = V^{\max} / b \times d = \frac{30.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.190 \text{MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

⇒ pas d'armatures transversales. (pas de rupture par cisaillement)

▪ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 [Art.5.313]**

$$V^{\max} = 0.03045 \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 1.068 \text{MPa}$$

▪ **L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$A_l = A_{\text{sup}} + A_{\text{inf}} = 9.58 \text{cm}^2 > \frac{V^{\max}}{f_e} \times \gamma_s = 0.95 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification de la section à L'ELS :

Tableau III.44.calcul de sollicitation à l'ELS :

sollicitation	R _A (KN)	R _B (KN)	M ₀ (KN)	M _t ^{max} (KN)	M _a ^{max} (KN)
ELS	20.64	21.99	23.33	19.83	11.66

Tableau III.45.Etat limite de compression du béton :

localisation	M _{ser} (kN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	observation
Travée	19.83	0.042	12913	6.46	15	Vérifiée
Appui	11.66	0.033	84540	4.62	15	Vérifiée

- Vérification de l'état limite de déformation :

$e/L = 0,0439 \geq \max [3/80 ; M_t/20M_0] = 0,0375$Condition vérifiée.

$A_s / bd = 5.12 \times 10^{-4} / 1 \times 0.16 = 0.0032$Condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage :

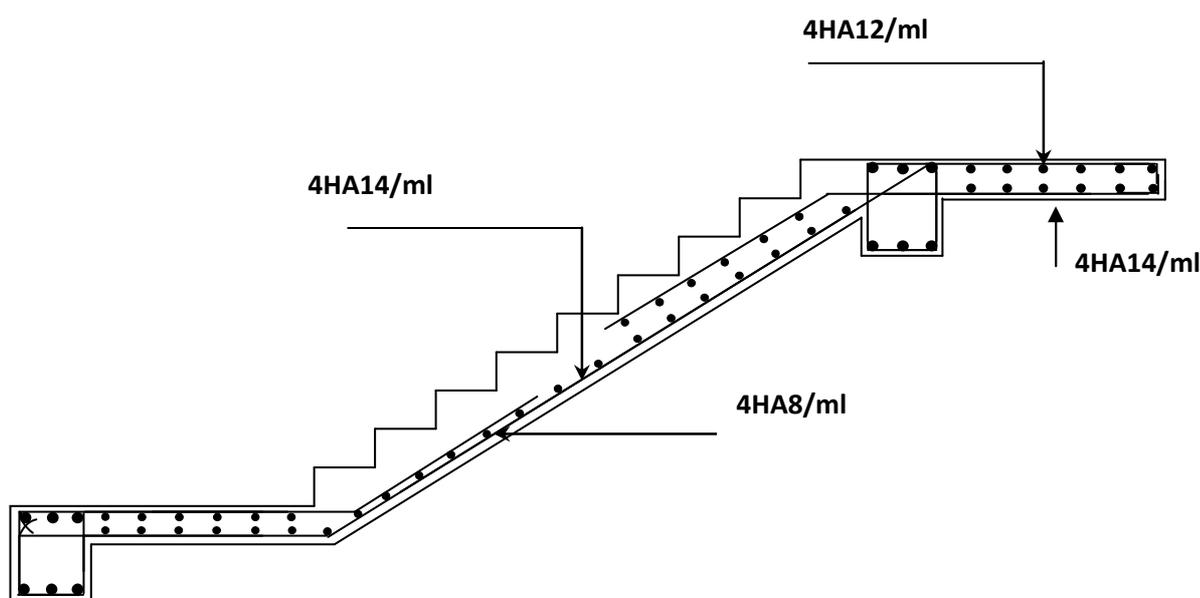


Fig. III.18.schéma de ferrailage de 2^{ème} volée .

- **Etude de la poutre palière :**

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

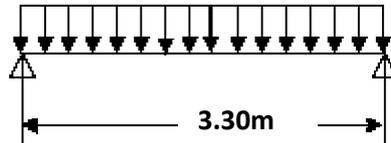


Fig. III.19. Schéma statique de la poutre palière

- **Pré dimensionnement :**

$$L/15 < h < L/10 \Rightarrow 32 \text{ cm} < h < 48 \text{ cm.}$$

- **Vérification**

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

- **Les charges sur la poutre :**

$$g_0 = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62 \text{ KN/ml.}$$

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

$$\text{ELU: } R_b = 33,20 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS: } R_b = 21,04 \text{ KN/m.}$$

- **Les sollicitations :**

$$P_u = 1,35 g_0 + R_b = 1,35 \times 2,62 + 33,20 = 36,74 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{36,74 \times (3,30)^2}{8} = 50,01 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 37,5 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -25 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul à la flexion simple :

- Calcul des armatures longitudinales : Les résultats de calcul sont illustrés dans ce tableau :

Tableau III.46. : Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière :

localisation	M (KN×m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	37.5	0.0859	0.112	0.30	3.52	1.19
En appui	25	0.057	0.074	0.31	2.31	1.19

- Calcul de $\tau_{f,s}$:

$$\tau_{f,s} = \frac{V}{b \times d} = 1.15 \text{ Mpa.}$$

- Calcul des armatures transversales

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

$$A_t \geq 0.4 \times b \times St / f_c = 0,45 \text{ cm}^2.$$

$$A_t \geq b \times St \times (\tau_u - 0,3 \times f_{tj}) / 0,8 \times f_c = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0.63 \text{ cm}^2.$$

- Calcul à la torsion :

Le moment de torsion n'est autre que le moment de flexion de la pailasse au niveau de l'appui.

$$M^t = M_{paill}^a = 21.47 \text{ KN.m.}$$

Le moment est maximum à l'encastrement.

$$M_T = M^t \times L/2 = 21.47 \times 3,3/2 = 35.42 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement :

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **BAEL [Art. A.5.4.2.2]**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_I : section d'acier

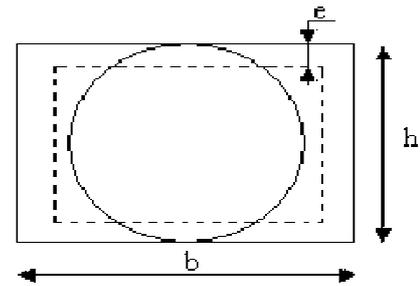


Fig. III.20. Section équivalente

$$\varnothing = \min (h ; b) = 30 \text{ cm}$$

$$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = (0,3 - 0,05) \times (0,35 - 0,05) \Rightarrow \Omega = 0,075 \text{ m}^2.$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = 4.72 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau = \sqrt{\tau^2_u + \tau^2_t} = \sqrt{1.15^2 + 4.72^2} = 4.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min (0,2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau > \tau_{adm} \Rightarrow$ il y a risque de rupture par cisaillement.

Donc il faut augmenter la section du béton de la poutre palière, soit une section de $(35 \times 45) \text{ cm}^2$.

Les tableaux suivant illustrent les résultats obtenus après avoir augmenté la section de la poutre.

➤ **A la flexion simple :**

Tableau III.47 : Résultats de calcul

M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V_u (KN)
52.42	39.32	-26.21	63.54

Tableau III.48 : Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière :

localisation	M (KN×m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	39.32	0.042	0.054	0.42	2.68	1.35
En appui	26.21	0.028	0.036	0.42	1.77	1.35

Tableau III.49.: Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière :

τ	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	S_t (cm)	A_t (cm ²)
0.42	3.33	vérifié	15	2.68

➤ A la torsion :

$$\tau = \sqrt{\tau^2_u + \tau^2_t} = \sqrt{0.42^2 + 3.27^2} = 3.30 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Les armatures longitudinales

$$A_l = M_{Tu} \times U \times \gamma_s / 2 \times \Omega \times f_c$$

$$U = 2 * [(h-e) * (b-e)] = 2 * [(0,35-0,058) * (0,45-0,058)] = 1,43 \text{ m.}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = (0,35-0,058) \times (0,45-0,058) = 0,12 \text{ m}^2.$$

$$A_l = 39.32 \times 10^{-3} \times 1.43 \times 1.15 / 2 \times 0,12 \times 400 = 6.73 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversals:

$$A_t = M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s / 2 \times \Omega \times f_c = 0,70 \text{ cm}^2$$

- Choix d'armatures :

- En travée :

$$A = 2.68 + 6.73/2 = 6.04 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 4HA14} = 6.16 \text{ cm}^2.$$

- En appui :

$$A = 1.77 + 6.73/2 = 5.13 \text{ cm}^2 \text{ soit : 3HA14} + 1HA12 = 5.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 0,70 + 0,67 = 1.37 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 1 cadre} + 1 \text{ étrier } \varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'état limite de compression de béton :

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I \leq \sigma_{adm}$$

$$\text{Avec : } 0,5b \times y^2 + 15 \times A_y - 15A (d-y)^2 = 0$$

$$I = b \times y^3 / 3 + 15A (d-y)^2.$$

Tableau III.50.Vérification des contraintes dans le béton :

Localisation	M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
Travée	34.25	8.04	42222.4	1.27	15	Vérifiée
Appui	23.23	6.63	29123.2	7.77	15	Vérifiée

• Vérification de l'état limite de déformation :

$h/L = 0,136 \geq \max [3/80; M_i/10 \cdot M_0] = 0,075$vérifié.

$A_s = 6.16 \text{ cm}^2 \leq 4,2 \times b \times d / f_e = 15.43 \text{ cm}^2$ vérifié.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage :

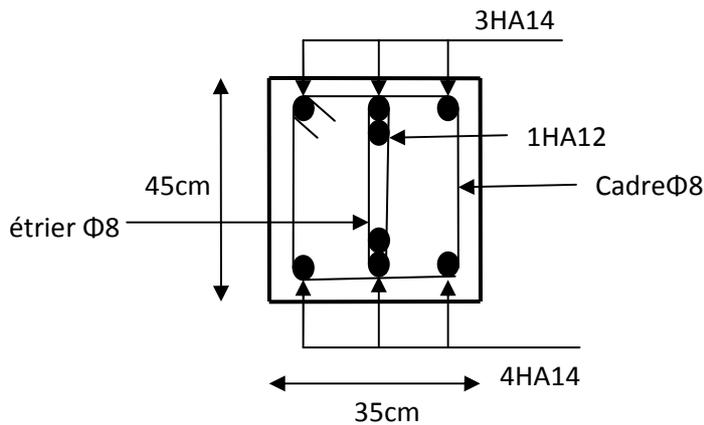


Fig.III.21.Ferrailage de la Poutre palière

II.6. Etude de la poutre brisée de la rampe

Elle ce calcul à la flexion simple. Elle reprend les charges transmises par la rampe

• Pré- dimensionnement

$$L=3.68\text{m} \implies L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 368/15 \leq h \leq 368/10 \Leftrightarrow 24.53 \leq h \leq 36.8 \text{ cm}$$

Soit: $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

D'après le RPA99, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Calcul des charges**

La poutre est soumise à :

Son poids propre : $G_p = 0.3 \times 0.45 \times 25 / \cos(29.53) = 3.48 \text{ KN/m}$

Une surcharge : $Q_0 = Q \times b = 4.55 \times 0.3 = 1.36 \text{ KN/m}$

Une charge transmise par le panneau de la rampe (charge rectangulaire) égal à $(P_{\text{rampe}} \times L_X) / 2 = q$

Tableau III.51. Chargement qui revient à la poutre brisée

	$P_{\text{rampe}}(\text{KN/m})$	$q (\text{KN/m})$	$P_{\text{poutre}} (\text{KN/m})$	$q_t = q + P_{\text{poutre}}(\text{KN/m})$
ELU	12,18	24,97	6,74	31,71
ELS	8,52	17,47	4,84	22,31

• **Calcul des sollicitations**

Le calcul se fait comme une poutre continue. Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées car on a :

- $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$
- $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées
- fissuration peu nuisible (F.P.N)

Le calcul de différentes sollicitations est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.52. Les sollicitations sur la poutre brisée

	$M_o(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M^{\text{appui inter}}(\text{KN.m})$	$M^{\text{appui rive}}(\text{KN.m})$	$V^{\text{max}}(\text{KN})$
ELU	131,96	112,17	-65,98	-19,79	100,63
ELS	92,85	78,92	-46,43	-13,93	/

• Ferrailage

Tableau III.53. Résultats de ferrailage de la poutre brisée

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
En travée	112,17	0,143	0,193	39,67	8,13	1,56	6 HA14 = 9,24
En appui intermédiaire	65,98	0,084	0,109	41,11	4,61	1,56	5HA12=5,65
En appui de rive	19,79	0,025	0,032	42,45	1,34	1,56	3HA12=3,39

• Vérification de l'effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{100,63 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,43} = 0,78 MPa \\ \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa) = 3,25 MPa \end{array} \right. \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (100,63 \times 10^{-3} - \frac{65,98 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,43}) \times \frac{1,15}{400} = -2,008 cm^2 \dots \text{Vérifiée}$$

• Calcul des armatures transversales

$$\varnothing_t \leq \left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \varnothing_{min} \right) = 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit : cadre } \varnothing_8$$

• Calcul de l'espacement St

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} (0,9 \times d; 40cm) = 38,7cm \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 30,8cm \\ \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = 65,7cm \end{array} \right. \Rightarrow \text{On opte : } \begin{cases} S_t = 15cm \text{ en travée} \\ S_t = 10cm \text{ en appui} \end{cases}$$

- Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau III.54. Vérification des contraintes à l'E.L.S

	M_{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	78,92	15,84	141984	8,8	15	Vérifier
En appui	46,43	13,02	98245	6,15	15	Vérifier

- Vérification de l'état limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,077 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,077 < 0,085 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,007 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire. D'après l'application SOCOTEC, on trouve :

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,79 \text{ cm} \\ f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{577}{1000} + 0,5 = 1,654 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

- Schéma de ferrailage

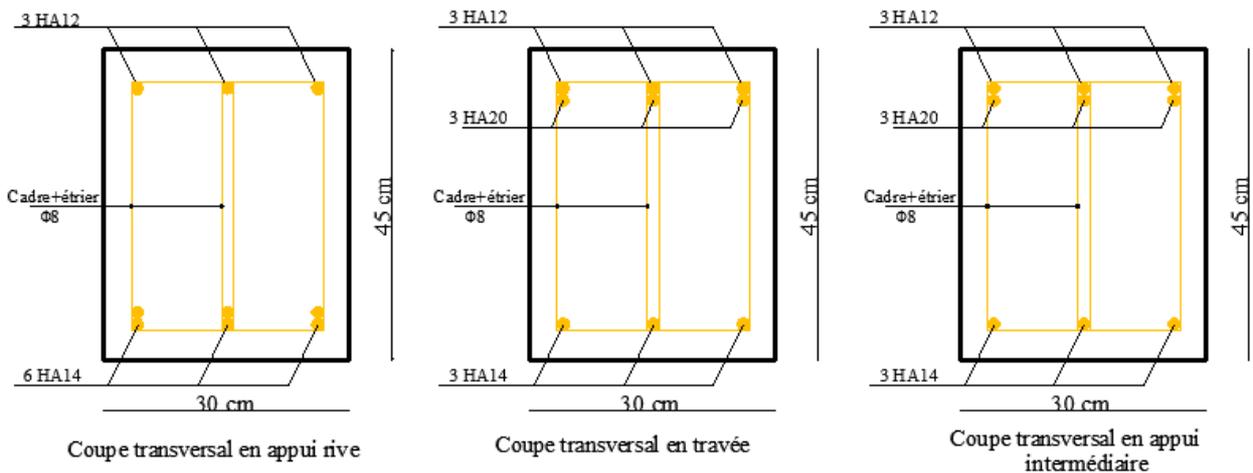


Fig. III.22. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.4. Etude de l’acrotère:

L’acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l’infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l’accrochage du matériel des travaux d’entretiens des bâtiments.

L’acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l’effort(F^p) et à la main courante.

III.4.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l’acrotère sera calculé en flexion composée

III.4.2 Evaluation des charges et surcharges :

$S_{acr} = 0,166 \text{ m.}$

$G = 25 \times 0.166 = 4.15 \text{ KN/ml.}$

La charge d’exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l’acrotère.

G : poids d’un mètre linéaire de l’acrotère

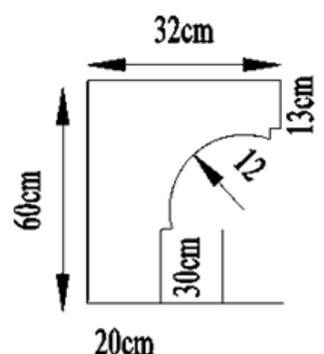


Fig. III.23.Coupe transversale de l’acrotère

Les charges revenant à l’acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.4.2.1. Charge verticale :

Tableau III.55.Charge permanente revenant à l’acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	14	0.166	2.4625	0.14	4.29	1.00

III.4.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D’après le **RPA99**, l’acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \mathbf{RPA99 \text{ (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone obtenu dans le.....**RPA99 (Tableau 4 .1).**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8**RPA99 (Tableau 6.1).**

W_p : poids de l’élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d’usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 4.29KN/ml. \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.29 \Rightarrow F_p = 2.06KN$

III.4.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.127m \\ Y_G = 0.334m \end{cases}$$

L’acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 4.29KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.334 \Rightarrow M_{F_p} = 0.688KN.m \end{cases}$$

Tableau III.56. Combinaisons d’action de l’acrotère :

	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	4.29	5.79	4.29
M (KN.m)	1.288	0.90	0.6

1^{er} cas :(RPA99)

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.288}{4.29} = 0.3m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.14}{6} = 0.023m .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
 Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm . L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm . 60/250) = 2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(RPA Article A.4.3.5).}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \dots\dots\dots \text{(RPA Article A.4.3.5).}$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.14} = 0.00617m$$

D'où : $e = 0.3 + 0.02 + 0.00617 = 0.326m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 4.29 \text{ KN.}$

$M_u = N_u \times e = 4.29 \times 0.326 = 1.398 \text{ KN.m}$

2^{ème} cas :

$e = 0.02 + 0.00617 + 0.155 = 0.18m$

$N_U = 5.79 \text{ KN}$

$M_U = 1.04 \text{ KN.m}$

III.4.4 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

1^{er} cas :

$M_{ua} = M_u + N_u(d - \frac{\square}{2}) = 1.687 \text{ KN.m}$

$\mu_{bu} = 0.0082 \Rightarrow \alpha = 0.01 \Rightarrow z = 0.119 \Rightarrow A_1 = 0.41 \text{ cm}^2$

$A_s = A_1 - \frac{\square \square}{\sigma \square} = 0.29 \text{ cm}^2$

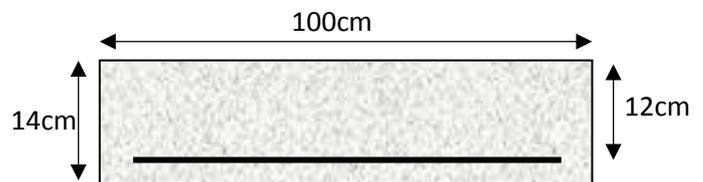


Fig. III.24. Section à ferrailer.

2^{ème} cas : Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

N_u (KN)	M_u (KN)	μ_{bu}	α	z	A_s (cm ²)
5.79	1.04	0.0065	0.008	0.1196	0.13

Donc on opte pour $A_s = 0.29 \text{ cm}^2$

Vérification de La condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 /ml.$

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 2.06 + 1 = 3.06 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 0.025 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (3.33; 4) \text{ MPa.} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.025 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 30 \text{ cm.}$
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 20 \text{ cm.}$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots\dots\dots \text{RPA (Article. A.6.1, 3).}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm.}$$

$$\zeta_{es} = 3.06 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10043) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.28 \text{ MPa.}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{(RPA Article. A.6.1, 21).}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$d = 0.12 \text{ m ; } N_{ser} = 4.29 \text{ KN ; } M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m; } \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{0.139}{2} = 0.0695 \approx 0.07 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow |c| = |e_s - \frac{d}{2}| = |0.14 - 0.07| = 0.07 \text{ m}$$

$$c < 0 \Rightarrow c = -0.07 \text{ m} \Rightarrow \frac{c^3}{3} + c \times \frac{A}{b} + \frac{A}{b} = 0$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} = 3.29 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b \text{ m}^2$$

$$y_c^3 - 0.011 y_c + 3.29 \times 10^{-5} = 0 \Rightarrow y_c = 4p^3 + 27q^2 = 5.29 \times 10^{-6} < 0$$

\Rightarrow 3 racines réelles

$$0 \leq Y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.07 \leq y_c \leq 0.21 ;$$

$$Y_c = 0.105 \text{ m} \Rightarrow y = y_c + c = 0.035 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{y^2}{2} - 15A (d-y) = 3.56 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.29 \times 10^{-3}}{3.56 \times 10^{-4}} \times 0.035 = 0.42 \text{ Mpa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 15.36 \text{ Mpa} < \sigma_{sadm} = 201.63 \text{ Mpa}$$

• Schéma de ferrailage de l'acrotère.

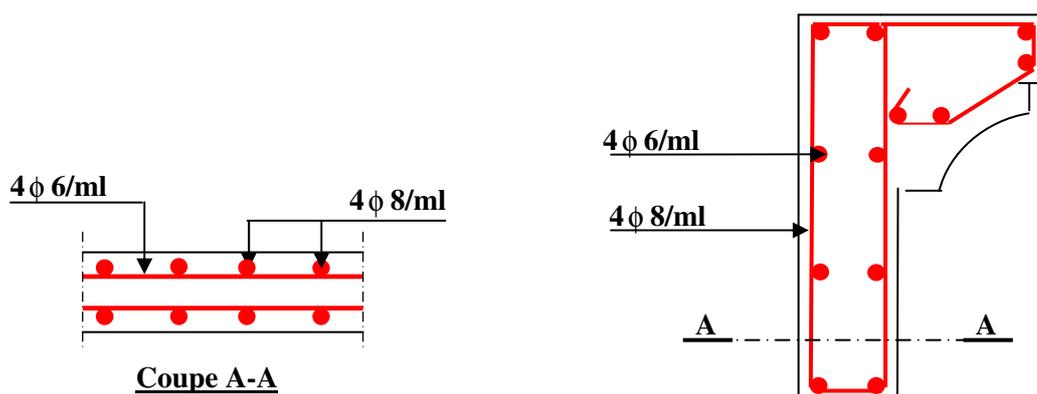


Fig. III.25. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

III.5. Etude des ascenseurs:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

- **NB:** les trois ascenseurs sont identiques.

- $V=1.6\text{m/s}$ → vitesse de levage.

$$\left. \begin{matrix} P_m = 15\text{KN} \\ D_m = 51\text{KN} \end{matrix} \right\} \text{charges dues au locale des machines}$$

- $F_c = 145\text{KN}$: charge de la cuvette.
 - Course maximale = 50 m.
 - $B_s * T_s = 150 * 160$ dimensions de la gaine.
 - Poids de 06 personnes = 480 kg.
- $$P = 15 + 51 + 4.8 = 70,8\text{KN}.$$

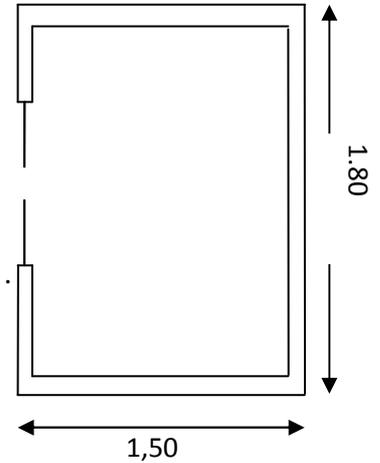


Fig. III.26. : cage d'ascenseur

On définit deux types de dalles qui sont :

- 1) dalle du locale des machines.
- 2) dalle de la cuvette.

A. Calcul de la dalle du locale des machines :

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h= 20\text{ cm}$.

On a $P = 70.8\text{KN}$.

$h=20\text{ cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_0 = 4\text{ cm}$: revêtement en béton.

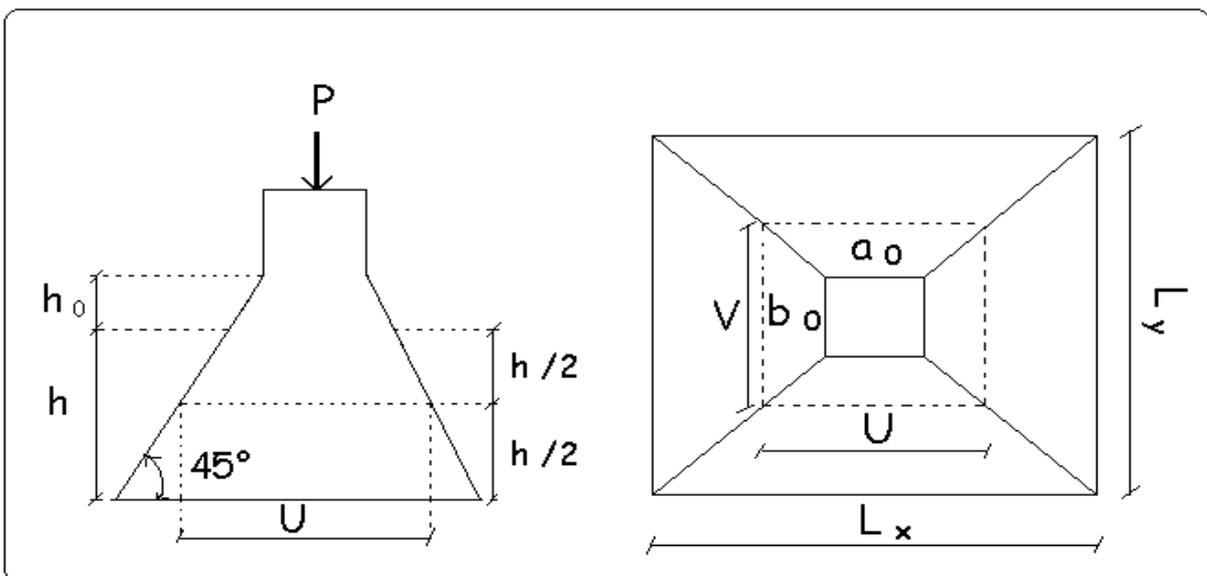


Fig. III.27.Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impacte

a_0 et U dimensions // $l_x=150$.
 b_0 et V dimensions // $l_y=160$
 U et V les cotés du rectangle d'impact .
 a_0 et b_0 : surface de chargement.
 l_x et l_y les dimensions du panneau de dalle.

Avec : $U = a_0 + h + 2\xi h_0$

$V = b_0 + h + 2\xi h_0$

Et : $\xi = 1$ (revêtement en béton)

$a_0 = b_0 = 110 \text{ cm}$

$U = 110 + 20 + 2 \cdot 4 = 138 \text{ cm}$.

$V = 110 + 20 + 2 \cdot 4 = 138 \text{ cm}$.

On voit bien que la surface d'impacte est inferieure a celle du panneau de dalle.

Calcul à l'ELU :

✓ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) \quad \text{BAEL91}$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

avec : ν : coefficient de poisson (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On } \rho = \frac{150}{160} = 0,937 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{138}{150} = 0,92 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{138}{160} = 0,86$$

En utilisant l'abaque de pigeaut on obtient :

$$M_1 = 0,044$$

$$M_2 = 0,049$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1.35 \cdot 70.8 = 95.58 \text{ KN} \\ M_{x1} = 95.58 \cdot 0.044 = 4.20 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 95.58 \cdot 0,049 = 4.68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$\rho = 0.93 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0.0428 \quad , \quad \mu_y = 0.8450$$

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

$$G = 25 * 0,2 + 22 * 0,04 = 5.88 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow q_u = 9.44 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0428 * 9,44 * (1.5)^2 = 0,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,8450 * 0,91 = 0.77 \text{ KN.m}$$

✓ **Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.11 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.45 \text{ KN.m}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles de la gaine d'ascenseur.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0,85 * M_y = 0,85 * 5.45 = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 * M_x = 0,85 * 5.11 = 4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 * M_x = 0,3 * 5.11 = 1.53 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

✓ **Tableau récapitulatif des résultats de ferrillages :**

Tableau III.57. Ferrailage de la dalle du local machine

Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée (x)	4.34	0.70	4HA8=2.01
En travée (y)	4.63	0,74	4HA8=2.01
En appui	-1.53	0,25	4HA8=2.01

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

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,93 > 0,4 \quad \rightarrow \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} \quad \text{pour HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 * \left(\frac{3 - 0,93}{2} \right) * 0,2 = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,6 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification au poinçonnement:

Selon le BAEL 91 article A.5.2,42, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, c'est la condition suivante est satisfaite.

$$P_u \leq 0,045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (138 + 138) = 552 \text{ cm}$$

$$0,045 * 5,52 * 0,2 * 25 * 10^3 / 1,5 = 828 \text{ KN}$$

Or : $P_u = 95,58 \text{ KN} < 828 \text{ KN}$ c'est vérifié.

✓ Le diamètre des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié.}$$

✓ les espacements :

On doit vérifier :

$$S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ Soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ Soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie que :

$$U = V \Rightarrow T_U = T_V = \frac{P_U}{3 * U_c} = \frac{95,58}{3 * 5,52} = 5,77 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_U}{b * d} = \frac{5,77 * 10^{-3}}{1 * 0,18} = 0,032 \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA} \text{ C'est vérifié.}$$

Vérification à l'ELS :

Evaluation des moments dus au système de levage.

$$M_{x1} = 70.8 (0,044 + 0,2 * 0,049) = 3.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 70.8 (0,049 + 0,2 * 0,044) = 4.09 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle.

$$\text{On a : } q_s = Q + G = 1 + 5.88 = 6.88 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,93 \rightarrow \mu_x = 0.0500 \quad \mu_y = 0.8939.$$

$$M_{x2} = 0.0500 * 6.88 * (1,8)^2 = 1,11 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{y2} = 0.8939 * 1.11 = 1 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments en travée et en appuis:**

$$M_{tx} = 0,85 (3.8 + 1.11) = 4.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 (4.09 + 1) = 4.32 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3 * M_x = -1.25 \text{ KN.m}$$

✓ **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Calcul de y :** $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$
- **Calcul de I :** $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau (Tab.3.49) suivant :

Tableau III.58.vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	-1.25	0.078	3.7	15
Travées (x)	4.16	0.078	3.1	15
Travées (y)	4.32	0.078	2,7	15

✓ **État limite de déformation :**

✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées que ce soit selon x ou y, donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

B. Calcul de la dalle de la cuvette:

Les dimensions sont les mêmes que celle de la dalle du locale des machines.

.Calcul a l'ELU :

– poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 5.88 \text{ KN/m}^2$.

– poids propre de l'ascenseur :

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1.5 \times 1.6} = 60.42 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G_1 + G_2 = 66.3 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = 1.35 G_{total} + 1.5 \times Q = 91 \text{ KN/ml}$$

$\rho = 0.93 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = 0,0428 * 91 * (1.8)^2 = 12.61 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,8450 * 12.61 = 10.66 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml, les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

✓ Tableau récapitulatif des résultats de ferrailages :

Tableau III.59.Ferrailage de la dalle de la cuvette

Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)	A adoptee(cm ²)
En travée (x)	14.45	2.34	4HA10=3.14
En travée (y)	15.85	2.57	4HA10=3.14
En appui	-4.53	0,72	4HA8=2.01

✓ Vérifications à l'Etat Limite Ultime :

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$\rho = 0.93 \geq 0.4$$

$$A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e = 1.66 \text{cm}^2 \dots \text{OK}$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{cm}^2 \dots \dots \text{OK}$$

En appuis : $A_a = A_{\min} = 1.68 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\rho = 0.93 \geq 0.4 \Rightarrow V_u^x = \frac{P \times L_x}{3} = \frac{91 \times 1.5}{3} = 45.5 \text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{P \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 28.88 \text{KN}$$

$$\tau_{bu}^x = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{45.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.25 \text{MPa} \leq 1.25 \text{MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale.}$$

$$\tau_{bu}^y = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.16 \text{MPa} \leq 1.25 \text{MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

✓ Espacement des armatures :

Selon x: $S_t = 25 \text{cm} \leq \min(3e, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$

Selon y: $S_t = 25 \text{cm} \leq \min(4e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$

Vérification à l'ELS :

- évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = 0.93 > 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y * M_x$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0.0500, \quad \mu_y = 0.8939$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 67.3 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = 0.0500 * 67.3 * (1.8)^2 = 10.9 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.8939 * 10.9 = 9.74 \text{ KN.m}$$

✓ **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Calcul de y :** $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$
- **Calcul de I :** $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.60.vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	- 4.11	0.03	0.4	15
Travées (x)	9.31	4.113	0.2	15
Travées (y)	11.35	4.113	0.2	15

État limite de déformation :

✓ Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées que ce soit selon x ou y, donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

2- Schéma de ferrailage :

Fig. III.28.schéma de ferrailage –dalle du local machine-

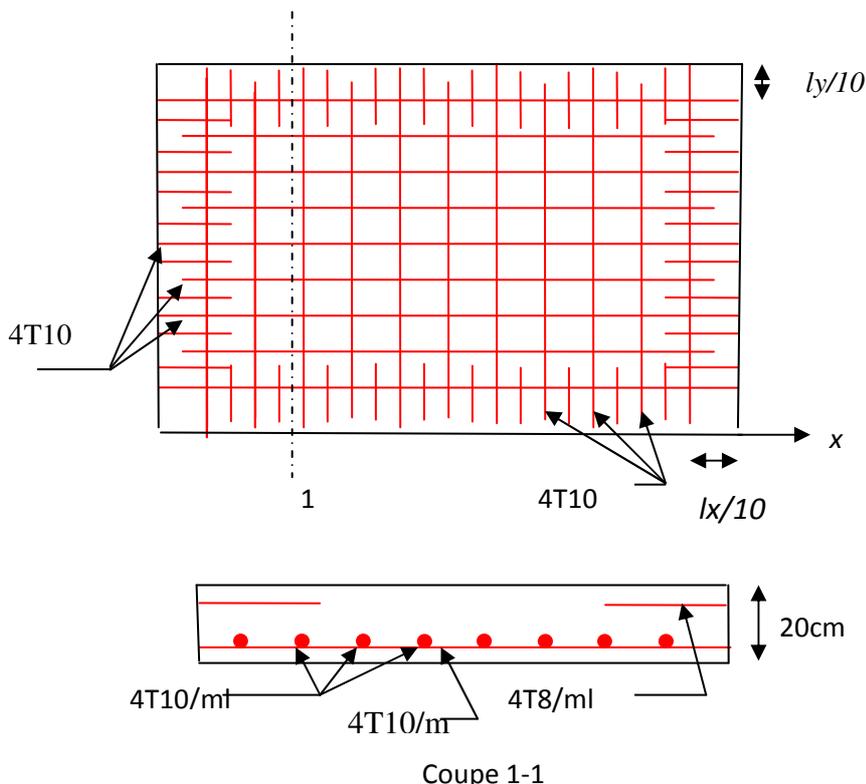


Fig. III.29.schéma de ferrailage -dalle de la cuvette

CHAPITRE 4:

ETUDES AU SIESME

IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant. D'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

✓ Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé 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 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente 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. Le facteur 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 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R=5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \text{ avec :}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV .1.Valeurs des pénalités Pq dans le Bloc 1 :

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0	Non	0
3- Régularité en plan	Oui	0.05	Oui	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :

$$Q_x=Q_y= 1.15$$

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

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau **(4-5 du RPA99)**.

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation.

$$W_{Gi} = 21108.21 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow W = 23371.8 \text{ KN.}$$

$$W_{Qi} = 11317.97 \text{ KN}$$

Tableau IV .2.Valeurs des pénalités P_q dans le Bloc 2 :

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0	Non	0
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :

$$Q_x=Q_y= 1.15$$

$$\beta = 0.2 \text{ pour usage habitation.} \quad \Rightarrow W = 10896.06 \text{ KN. (Tiré du logiciel)}$$

- **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 comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4-2).}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.....RPA 99(Tableau 4.7).

D'après le rapport de sol et le (Tableau3-2)du RPA 99de la classification des sites, on a un sol de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

$T_c = C_T h_n^{3/4}$ RPA99(Formule 4-6).

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

✓ Pour le Bloc 1 :

$h_n = 42.84m$

$T_c = 0.050 \times 42.84^{3/4} = 0.837s.$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$T=0.09H/\sqrt{L}$ RPA99 (Formule 4-7).

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=28.3 m, L_y=21 m$

$T_x = 0.724 s.$
 $T_y = 0.841 s.$

$T_x = \min(T_x, T_c) = 0.724 s > T_2 = 0.5 s.$
 $T_y = \min(T_y, T_c) = 0.837 s > T_2 = 0.5 s.$

$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5 \times 0.81 \left(\frac{0.5}{0.724} \right)^{2/3} = 1.58 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \left(\frac{0.5}{0.837} \right)^{2/3} = 1.44 \end{array} \right.$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{sx} = 0.724 \times 1.3 = 0.94 \text{ s.} \\ T_{sy} = 0.841 \times 1.3 = 1.09 \text{ s.} \end{array} \right.$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.15}{5} \times 23371.8 = 1273.996 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.44 \times 1.15}{5} \times 23371.8 = 1161.11 \text{ KN}$$

✓ **Pour le Bloc 2 :**

$$h_n = 36.72 \text{ m}$$

$$T_c = 0.050 \times 36.72^{3/4} = 0.746 \text{ s.}$$

La formule (Formule 4-7) du RPA99 donne les résultats suivants :

$$L_x = 13.05 \text{ m, } L_y = 21 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.914 \text{ s.} \\ T_y = 0.721 \text{ s.} \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} T_x = \min(T_x, T_c) = 0.746 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s.} \\ T_y = \min(T_y, T_c) = 0.721 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\left[\begin{array}{l} D_x = 2.5 \times 0.81 \left(\frac{0.5}{0.746} \right)^{2/3} = 1.55 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \left(\frac{0.5}{0.721} \right)^{2/3} = 1.58 \end{array} \right.$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\left[\begin{array}{l} T_{sx} = 0.746 \times 1.3 = 0.97 \text{ s.} \\ T_{sy} = 0.721 \times 1.3 = 1.94 \text{ s.} \end{array} \right.$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.55 \times 1.15}{5} \times 10896.06 = 582.666 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.15}{5} \times 10896.06 = 593.944 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales 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 de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5. Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le ROBOT version 2013 qui est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner. Il permet de modéliser les structures, les calculer et vérifier les résultats obtenus.

IV.5.1. Disposition des voiles de contreventement :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés. Ces dispositions ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques.

Les dispositions retenues pour les deux Blocs sont les suivantes :

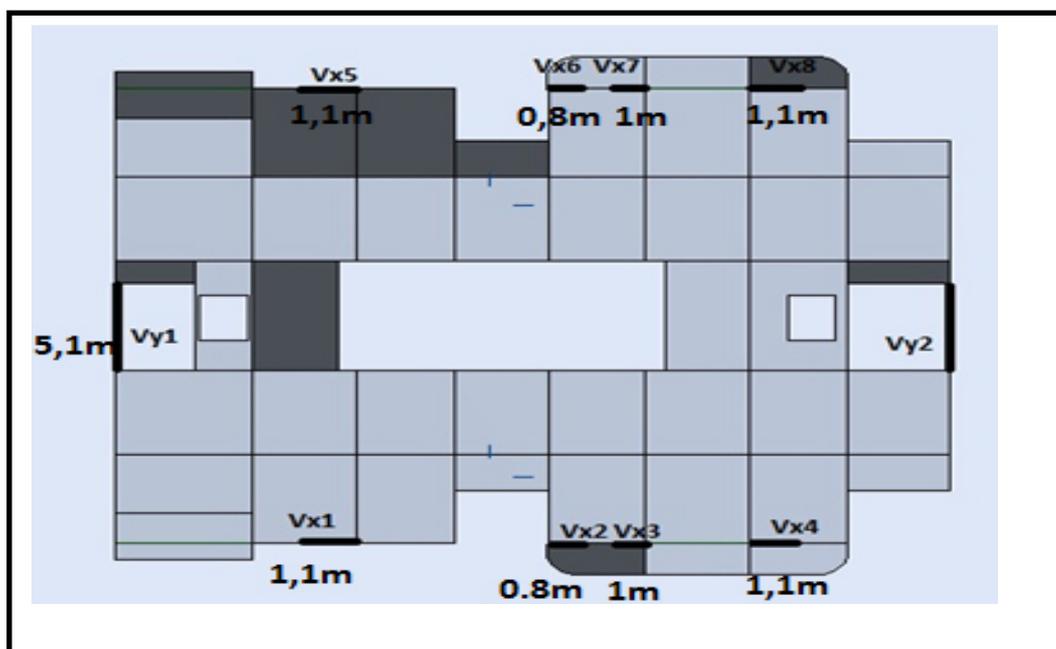


Fig. IV.1. Disposition des voiles dans le Bloc 1

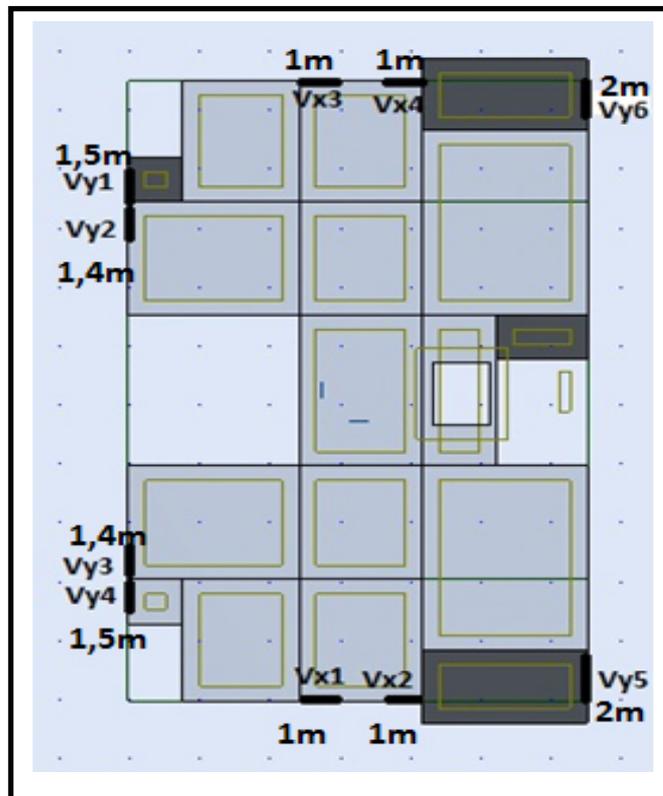


Fig. IV.2. Disposition des voiles dans le Bloc 2

➤ Résultats obtenus :

a). Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.3. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses dans le Bloc1 :

Modes	Périodes	Masse modale %		Masse cumulées %	
	Sec	<i>U_x</i>	<i>U_y</i>	<i>U_x</i>	<i>U_y</i>
Mode 1	0,66	76,49	0,01	76,49	0,01
Mode 2	0,54	0,01	69,05	76,5	69,06
Mode 3	0,41	0	0,4	76,51	69,46
Mode 4	0,22	10,73	0	87,24	69,46
Mode 5	0,18	0,05	3,76	87,28	73,22
Mode 6	0,17	0	0	87,29	73,22
Mode 7	0,17	0	0	87,29	73,22
Mode 8	0,17	0	0	87,29	73,22
Mode 9	0,17	0	0	87,29	73,22
Mode 10	0,17	0	0	87,3	73,22
Mode 11	0,17	0	0	87,3	73,22
Mode 12	0,17	0,01	0	87,31	73,22
Mode 13	0,17	0	0	87,32	73,22
Mode 14	0,17	0,01	0	87,32	73,22
Mode 15	0,17	0	0	87,33	73,22
Mode 16	0,16	1,29	0,36	88,62	73,58
Mode 17	0,14	0,02	12,65	88,64	86,23
Mode 18	0,11	3,69	0	92,34	90,23

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.3, IV.4et IV.5.

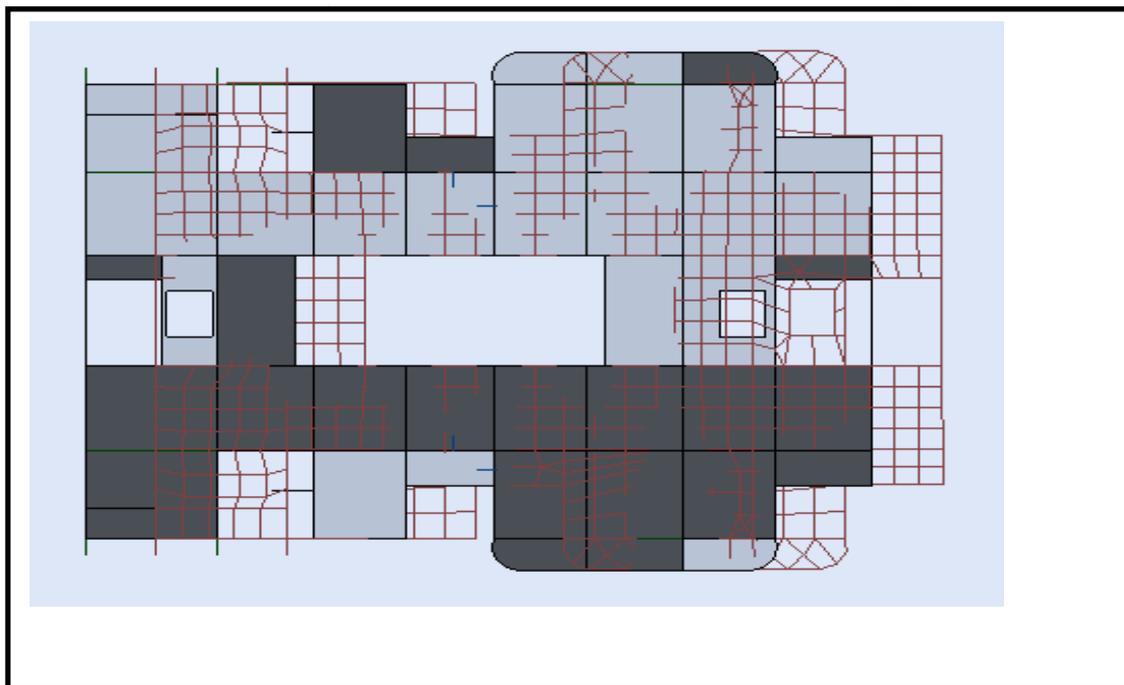


Fig. IV.3. 1^{er} mode (translation suivant X)



Fig. IV.4. 2^{ème} mode (translation suivant Y)

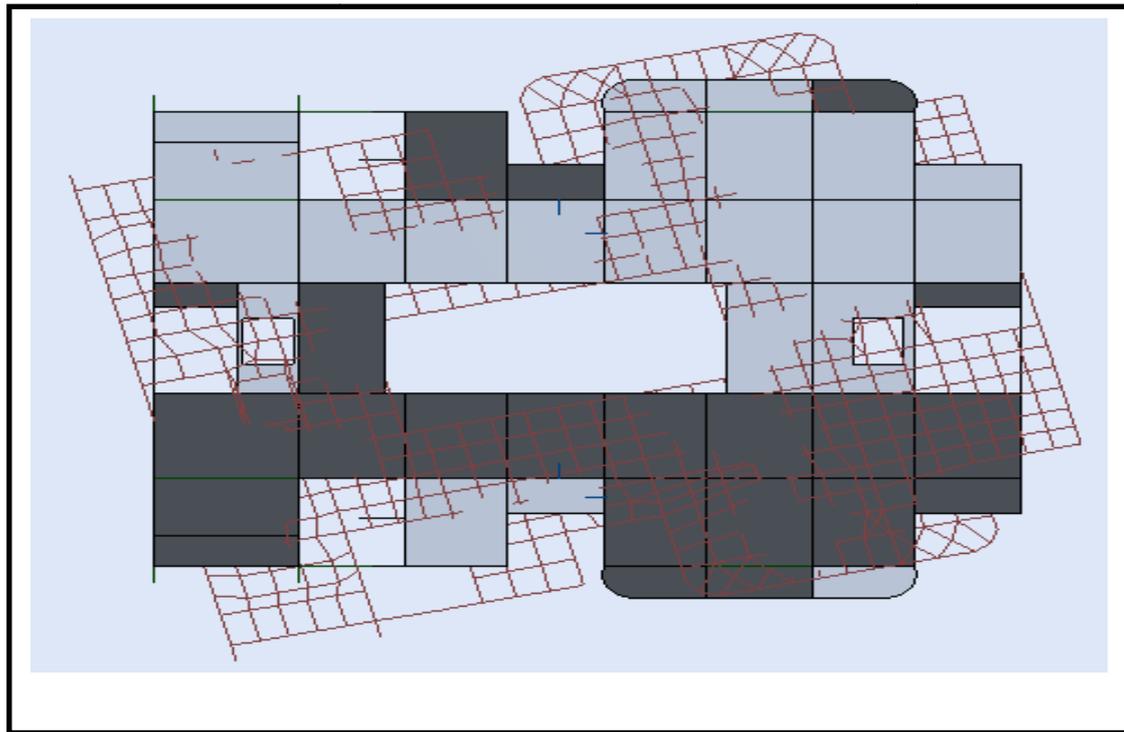


Fig. IV.5. 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

Tableau IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses dans le Bloc 2 :

Modes	Périodes	Masse modale %		Masse cumulées %	
	Sec	<i>U_x</i>	<i>U_y</i>	<i>U_x</i>	<i>U_y</i>
Mode 1	0,72	75,7	0	75,7	0
Mode 2	0,55	0	73,69	75,71	73,69
Mode 3	0,46	0,02	0,08	75,73	73,77
Mode 4	0,23	12	0	87,72	73,77
Mode 5	0,17	0,01	12,22	87,73	85,99
Mode 6	0,14	0,06	0,55	87,79	86,54
Mode 7	0,12	4,11	0	91,9	86,54
Mode 8	0,09	0,01	4,06	91,91	90,61
Mode 9	0,08	2,38	0,02	94,29	90,62
Mode 10	0,07	0	0,72	94,29	91,34

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.6, IV.7et IV.8.

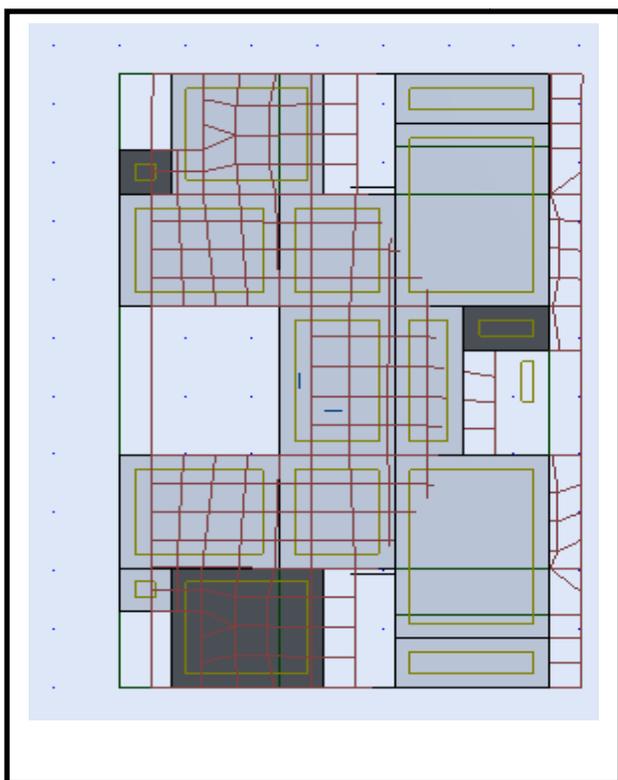


Fig. IV.6. 1^{er} mode (translation suivant X)

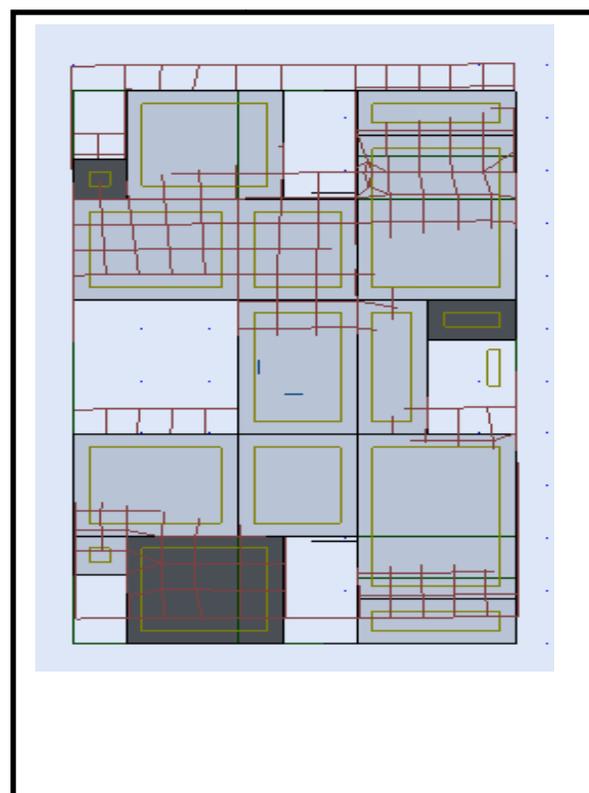


Fig. IV.7. 2^{ème} mode (translation suivant Y)



Fig. IV.8.3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.5, IV.6, IV.7 et IV.8 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales dans les deux Blocs.

Tableau IV.5.Vérification sous charges verticales dans le Bloc 1 :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	-28548,28	-3877,9	88,0408361	11,9591639
NIV 01	-26209,09	-3737,41	87,5197101	12,4802899
NIV 02	-23426,64	-3796,11	86,0553449	13,9446551
NIV 03	-20862,03	-3636,99	85,154549	14,845451
NIV 04	-18342,69	-3539,23	83,8257795	16,1742205
NIV 05	-16030,43	-3127,76	83,6740755	16,3259245
NIV 06	-13678,57	-2755,88	83,2311293	16,7688707
NIV 07	-11248,34	-2462,37	82,0405362	17,9594638
NIV 08	-8931,58	-2082,46	81,0926781	18,9073219
NIV 09	-6700,73	-1616,64	80,5630866	19,4369134
NIV 10	-4505,5	-1245,06	78,3488912	21,6511088
NIV 11	-2497,25	-622,42	80,0485308	19,9514692
NIV 12	-366,67	-121,43	75,1234403	24,8765597
NIV 13	-223,35	-38,81	85,1960635	14,8039365

• Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux sauf pour le niveau 12 où l'écart est de 4.9% qui est négligeable.

Tableau IV.6.Vérification sous charges horizontales dans le Bloc 1 :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	1556,86	1042,67	587,35	1265,5	72,6079657	45,1730159	27,3925007	54,8269841
NIV 01	1472,09	748,98	654,95	1545,93	69,2083835	32,636574	30,7916165	67,363426
NIV 02	1420,13	834,79	655,14	1419,97	68,4310957	37,0234526	31,5689043	62,9765474
NIV 03	1456,55	960,24	534,45	1223,46	73,1563377	43,9730732	26,8436623	56,0269268
NIV 04	1321,63	936,26	561,43	1147,5	70,1852304	44,9312781	29,8147696	55,0687219
NIV 05	1294,7	1029,21	450,93	921,05	74,1676405	52,7732342	25,8323595	47,2267658
NIV 06	1220,72	1073,99	360,28	715,44	77,2114028	60,0185534	22,7885972	39,9814466
NIV 07	996,51	900,06	393,57	700,56	71,687241	56,2316088	28,312759	43,7683912
NIV 08	903,07	878,28	274,52	503,33	76,6879814	63,568854	23,3120186	36,431146
NIV 09	760,02	837,54	182,77	286,49	80,6147776	74,5122461	19,3852224	25,4877539
NIV 10	498,32	596,67	197,58	240,42	71,6079897	71,2790739	28,3920103	28,7209261
NIV11	416,46	705,04	2,11	205,07	89,4959027	41,016461	11,50409728	58,983539
NIV 12	41,36	68,9	34,07	27,58	54,8395651	71,4137645	45,1604349	28,5862355
NIV 13	51,35	54,35	7,43	14,64	87,3745108	78,7795333	12,6254892	21,2204667

• Analyse des résultats :

Le pourcentage important repris par les portiques dans le sens x-x au niveau 12 est dû au manque des voiles dans ce sens, puisque les voiles x-x- s'arrêtent à ce niveau.

Tableau IV.7.Vérification sous charges verticales dans le Bloc 2 :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	-12274,1	-2004,74	85,960064	14,039936
NIV 01	-10897,5	-2182,09	83,3168318	16,6831682
NIV 02	-9759,64	-2124,09	82,1260665	17,8739335
NIV 04	-8709,86	-1978,01	81,4929448	18,5070552
NIV 05	-7608,43	-1883,58	80,1561524	19,8438476
NIV 06	-6596,63	-1699,53	79,5142325	20,4857675
NIV 07	-5638,97	-1461,33	79,418728	20,581272
NIV 08	-4611,57	-1302,42	77,9773419	22,0226581
NIV 09	-3671,66	-1073,56	77,3759222	22,6240778
NIV 10	-2773,13	-815,62	77,2729299	22,7270701
NIV 11	-1881,56	-526,65	78,13106	21,86894

• Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux, avec un écart négligeable pour NIV 8,9,10 et 11.

Tableau IV.8.Vérification sous charges horizontales dans le Bloc 2 :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	464,97	388,39	90,26	278,43	83,7421656	58,2451036	16,2560334	41,7548964
NIV 01	330,91	312,53	218,79	349,21	60,19829	47,2285188	39,80171	52,7714812
NIV 02	330,68	333,7	204,47	313,64	61,7920209	51,5494176	38,2079791	48,4505824
NIV 03	340,03	367,3	173,2	256,16	66,252947	58,9122171	33,747053	41,086179
NIV 04	317,93	333,78	167,06	257,44	65,5539289	56,4561415	34,4460711	43,5438585
NIV 05	315,17	331,39	134,53	219,63	70,0860593	60,1411927	29,9161645	39,8588073

NIV 06	297,09	325,67	110,97	176,22	72,8054698	64,8900135	27,1945302	35,111979
NIV 07	246,17	247,15	115,2	196,69	68,1213161	55,6832263	31,8786839	44,3145207
NIV 08	234,61	236,77	73,87	141,35	76,0535529	62,6193436	23,9464471	37,3833012
NIV 09	198,43	205,86	50,43	99,68	79,7355943	67,3757937	20,2644057	32,6242063
NIV 10	118,03	139,98	64,28	83,84	64,7449259	62,5413279	35,2605595	37,4586721
NIV11	72,23	111,49	40,1	21,5	64,3016113	83,8333709	35,6983887	16,1666291

• **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.9 et IV.10.

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit dans le Bloc1 :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC, 1 ^{er} étage	60×60	3600	1905,93	0,212	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	3025	1356,26	0,179	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	50×50	2500	709,80	0,114	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	45×45	2025	430,62	0,085	vérifiée
10 ^{ème} , 11 ^{ème} étage	40×40	1600	275,46	0,069	vérifiée
12 ^{ème} , 13 ^{ème} étage	35×35	1225	151,07	0,049	vérifiée

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit dans le Bloc 2 :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC, 1 ^{er} étage	60×60	3600	961.97	0.107	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	3025	813.23	0.065	vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	50×50	2500	670.94	0.107	vérifiée
7 ^{ém} 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	45×45	2025	488.04	0.096	vérifiée
10 ^{ème} , 11 ^{ème} étage	40×40	1600	229.18	0.060	vérifiée
Poteau circulaire	D=40	2512	261.54	0.083	vérifiée

IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA99 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V < 0.8 * V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 * V_{st} / V$.

Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques dans le Bloc 1 :

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 * V_{st}$	Observation
Sens x-x	2144.2	1273.99	1019.19	vérifiée
Sens y-y	2308.17	1161.11	928.89	vérifiée

Tableau IV.12. Vérification de la résultante des forces sismiques dans le Bloc 2 :

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 * V_{st}$	Observation
Sens x-x	538.28	582.66	466.13	vérifiée
Sens y-y	650.3	593.94	475.15	vérifiée

IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :

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

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :
$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.13 et IV.14.

Tableau IV.13. Vérification des déplacements dans le Bloc 1 :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	h_K (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
RDC	0,08	0,4	0	0,4	306	0,00130719	0,04	0,2	0	0,2	0,00065359
NIV 01	0,22	1,1	0,4	0,7	306	0,00228758	0,12	0,6	0,2	0,4	0,00130719
NIV 02	0,4	2	1,1	0,9	306	0,00294118	0,22	1,1	0,6	0,5	0,00163399
NIV 03	0,6	3	2	1	306	0,00326797	0,34	1,7	1,1	0,6	0,00196078
NIV 04	0,8	4	3	1	306	0,00326797	0,48	2,4	1,7	0,7	0,00228758
NIV 05	0,98	4,9	4	0,9	306	0,00294118	0,64	3,2	2,4	0,8	0,00261438
NIV 06	1,14	5,7	4,9	0,8	306	0,00261438	0,78	3,9	3,2	0,7	0,00228758
NIV 07	1,32	6,6	5,7	0,9	306	0,00294118	0,94	4,7	3,9	0,8	0,00261438
NIV 08	1,46	7,3	6,6	0,7	306	0,00228758	1,08	5,4	4,7	0,7	0,00228758
NIV 09	1,58	7,9	7,3	0,6	306	0,00196078	1,24	6,2	5,4	0,8	0,00261438
NIV 10	1,68	8,4	7,9	0,5	306	0,00163399	1,38	6,9	6,2	0,7	0,00228758
NIV 11	1,74	8,7	8,4	0,3	306	0,00098039	1,5	7,5	6,9	0,6	0,00196078
NIV 12	1,84	9,2	8,7	0,5	306	0,00163399	1,64	8,2	7,5	0,7	0,00228758
NIV 13	1,94	9,7	9,2	0,5	306	0,00163399	1,9	9,5	8,2	1,3	0,00424837

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Tableau IV.14.Vérification des déplacements dans le Bloc 2 :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	Δ_K/h_K (%)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_K (%)
RDC	0,04	0,2	0	0,2	306	0,00065359	0,04	0,2	0	0,01680818	0,00065359
NIV 01	0,16	0,8	0,2	0,6	306	0,00196078	0,1	0,5	0,2	0,03110334	0,00098039
NIV 02	0,28	1,4	0,8	0,6	306	0,00196078	0,18	0,9	0,5	0,04354187	0,00130719
NIV 03	0,4	2	0,014	0,6	306	0,00196078	0,26	1,3	0,9	0,04083278	0,00130719
NIV 04	0,54	2,7	2	0,7	306	0,00228758	0,36	1,8	1,3	0,0445357	0,00163399
NIV 05	0,66	3,3	2,7	0,6	306	0,00196078	0,44	2,2	1,8	0,03617372	0,00130719
NIV 06	0,8	4	3,3	0,7	306	0,00228758	0,54	2,7	2,2	0,03411787	0,00163399
NIV 07	0,9	4,5	4	0,5	306	0,00163399	0,62	3,1	2,7	0,02674101	0,00130719
NIV 08	1	5	4,5	0,5	306	0,00163399	0,7	3,5	3,1	0,02518256	0,00130719
NIV 09	1,1	5,5	5	0,5	306	0,00163399	0,76	3,8	3,5	0,01885072	0,00098039
NIV 10	1,16	5,8	5,5	0,3	306	0,00098039	0,82	4,1	3,8	0,01295113	0,00098039
NIV 11	1,22	6,1	5,8	0,3	306	0,00098039	0,86	4,3	4,1	0,01057694	0,00065359

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

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".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-q_k)$.
- ✓ Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.15 et IV.16.

Tableau IV.15. Vérification de l'effet P- Δ dans le Bloc 1 :

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
RDC	306	32426,18	0,4	2144,2	0,0197683	0,2	2308,17	0,00918227
NIV 01	306	29946,50	0,7	2127,04	0,03220737	0,4	2294,91	0,01705772
NIV 02	306	27222,76	0,9	2075,27	0,03858267	0,5	2254,76	0,01972836
NIV 03	306	24499,02	1	1991,01	0,040212	0,6	2183,7	0,0219981
NIV 04	306	21881,92	1	1883,06	0,03797636	0,7	2083,76	0,0240218
NIV 05	306	19158,18	0,9	1745,64	0,03227965	0,8	1950,25	0,0256854
NIV 06	306	16434,44	0,8	1581,01	0,02717631	0,7	1789,43	0,0213681
NIV 07	306	13710,71	0,9	1390,08	0,02900913	0,8	1600,63	0,02238911
NIV 08	306	11014,04	0,7	1177,59	0,02139557	0,7	1381,62	0,01823641
NIV 09	306	8317,37	0,6	942,78	0,01729787	0,8	1124,03	0,01951937
NIV 10	306	5750,56	0,5	695,9	0,01350035	0,7	837,09	0,01571466
NIV 11	306	3119,67	0,3	418,57	0,00729954	0,6	499,97	0,0122248
NIV 12	306	488,09	0,5	75,42	0,01057541	0,7	96,48	0,01156829
NIV 13	306	262,16	0,5	58,77	0,00728347	1,3	68,99	0,01613763

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.15, les effets P- Δ peuvent être négligés.

Tableau IV.16.Vérification de l'effet P-Δ dans le Bloc 2 :

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	Θ _k	Δ _k	V _k (KN)	Θ _k
RDC	306	14278,84	0,2	555,24	0,01680818	0,01680818	666,82	0,00699782
NIV 01	306	13079,59	0,6	549,7	0,03110334	0,03110334	661,74	0,01292836
NIV 02	306	11883,73	0,6	535,15	0,04354187	0,04354187	647,34	0,01799783
NIV 03	306	10687,87	0,6	513,23	0,04083278	0,04083278	623,47	0,02240857
NIV 04	306	9492,01	0,7	484,99	0,0445357	0,0445357	591,22	0,02087632
NIV 05	306	8296,15	0,6	449,69	0,03617372	0,03617372	551,02	0,01968103
NIV 06	306	7100,29	0,7	408,06	0,03411787	0,03411787	501,88	0,01849331
NIV 07	306	5914	0,5	361,37	0,02674101	0,02674101	443,85	0,01306306
NIV 08	306	4745,21	0,5	308,48	0,02518256	0,02518256	378,11	0,0164361
NIV 09	306	3588,76	0,5	248,86	0,01885072	0,01885072	305,54	0,01151532
NIV 10	306	2408,21	0,3	182,3	0,01295113	0,01295113	223,82	0,01054861
NIV 11	306	1211,87	0,3	112,33	0,01057694	0,01057694	132,99	0,0008159

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.16, les effets P-Δ peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

CHAPITRE 5:

ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Etude des poutres :**V.1.1 Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT 2013, combinés par les combinaisons les plus défavorables :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

V.1.2. Ferrailage :**Recommandations du RPA :****a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (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 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

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

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre 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 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.1.3.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité).....BAEL91 (Art F.IV.2).}$$

V.1.4. Calcul du ferrailage :

- **Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ROBOT 2013.

→ Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} \text{ situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} \text{ situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \longrightarrow z = d \times (1 - 0.04 \times \alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} \geq \mu_l$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$.

Les tableaux suivant regroupent le calcul de ferrailage des différentes poutres dans les deux Blocs :

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires dans le Bloc 1 :

Niveau	L (m)	section	localis	M (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min(c)} (m ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	4.7	30 × 35	Appuis	114.47	7.67	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	120.41	7.26		6.79	6T12
	5.1	30 × 45	Appuis	127.23	8.14	6.75	9.24	6T14
			Travée	128.96	8.26		9.24	6T14
1 ^{er} étage	4.7	30 × 35	Appuis	81.21	5.05	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	85.68	5.34		6.79	6T12
	5.1	30 × 45	Appuis	165.3	10.85	6.75	11.12	4T16+2T14
			Travée	163.46	10.72		11.12	4T16+2T14
2 ^{ème} étage	4.7	30 × 35	Appuis	82.98	5.17	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	80.44	5		6.79	6T12
	5.1	30 × 45	Appuis	166.68	10.85	6.75	11.12	4T16+2T14
			Travée	164.51	10.80		11.12	4T16+2T14
3 ^{ème} étage	4.7	30 × 35	Appuis	77.25	4.80	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	76.99	4.78		6.79	6T12

	5.1	30×45	Appuis	153.94	10.02	6.75	10.18	2T16+4T14
			Travée	153.90	10.02		10.18	2T16+4T14
4 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	82.57	5.14	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	69.89	4.32		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	151.14	9.82	6.75	10.18	2T16+4T14
			Travée	138.25	8.91		10.18	2T16+4T14
5 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	86.01	5.37	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	63.69	3.92		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	156.27	10.18	6.75	10.18	2T16+4T14
			Travée	138.21	8.91		10.18	2T16+4T14
6 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	85.49	5.33	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	62.39	3.84		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	154.39	10.06	6.75	10.18	2T16+4T14
			Travée	135.62	8.72		10.18	2T16+4T14
7 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	83.72	5.22	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	58.92	3.61		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	147.87	9.59	6.75	10.18	2T16+4T14
			Travée	128.63	8.24		10.18	2T16+4T14
8 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	80.32	4.99	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	55.52	3.40		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	141.99	9.17	6.75	10.18	2T16+4T14
			Travée	122.11	7.78		8.01	3T12+3T14
9 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	73.92	4.58	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	50.19	3.06		6.79	6T12

	5.1	30×45	Appuis	131.51	8.44	6.75	10.18	2T16+4T14
			Travée	111.43	7.05		8.01	3T12+3T14
10 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	71.56	4.43	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	57.61	3.54		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	121.92	7.77	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	101.61	6.40		8.01	3T12+3T14
11 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	67.94	4.20	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	37.6	2.28		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	105.52	6.66	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	85.60	5.34		6.79	6T12
12 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	63.85	3.93	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	31.48	1.9		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	114.15	7.25	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	81.84	5.09		6.79	6T12
13 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	50.04	3.08	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	44.42	2.70		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	79.37	4.94	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	44.65	2.72		6.79	6T12

Tableau V.2. Ferrailage des poutres principales et secondaires dans le Bloc2 :

Niveau	L (m)	section	localis	M (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min(c)} (m ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	4.7	30×35	Appuis	41.23	3.34	5.25	6.79	6T12
			Travée	34.94	2.81		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	72.85	4.51	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	72.14	4.46		8.01	3T12+3T14

1 ^{er} étage	4.7	30×35	Appuis	52.28	4.29	5.25	6.79	6T12
			Travée	47.52	3.88		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	96.47	6.06	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	96	6.03		8.01	3T12+3T14
2 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	55.92	4.6	5.25	6.79	6T12
			Travée	53.06	4.36		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	100.05	6.24	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	102.84	6.48		8.01	3T12+3T14
3 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	58.87	4.86	5.25	6.79	6T12
			Travée	54.05	4.44		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	99.26	6.24	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	102.02	6.43		8.01	3T12+3T14
4 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	61.34	5.08	5.25	6.79	6T12
			Travée	51.92	4.26		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	96.52	6.06	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	94.72	5.94		8.01	3T12+3T14
5 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	66.63	5.55	5.25	6.79	6T12
			Travée	51.60	4.23		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	92.06	5.76	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	90.56	5.66		8.01	3T12+3T14
6 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	60.53	5.01	5.25	6.79	6T12
			Travée	46.19	3.77		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	84.49	5.27	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	78.57	4.88		8.01	3T12+3T14
	4.7	30×35	Appuis	84.08	7.14		8.01	3T12+3T14

7 ^{ème} étage			Travée	39.69	3.22	5.25	6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	90.04	5.63	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	64.61	3.98		8.01	3T12+3T14
8 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	84.55	7.19	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	42.35	3.44		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	93.28	5.84	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	58.29	3.58		8.01	3T12+3T14
9 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	68.83	5.75	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	34.74	3.05		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	71.03	4.39	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	56.85	3.49		8.01	3T12+3T14
10 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	69.06	5.77	5.25	6.79	6T12
			Travée	30.86	2.48		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	69.52	4.30	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	75.58	2.15		8.01	3T12+3T14
11 ^{ème} étage	4.7	30×35	Appuis	71.41	5.98	5.25	6.79	6T12
			Travée	46.31	3.78		6.79	6T12
	5.1	30×45	Appuis	71.01	4.39	6.75	8.01	3T12+3T14
			Travée	46.34	2.83		8.01	3T12+3T14

• Armatures transversales :

➤ Bloc 1 et Bloc 2 :

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

• Poutres principales :

$\phi_t < \min(12.8 ; 35 ; 12)$ mm, donc on prend $\phi_t < 12$ mm

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\varnothing 10d$ où $A_t = 2T10 = 3.14\text{cm}^2$.

• **Poutres secondaires :**

$\varnothing_t < \min(10; 30; 12)$ mm, donc on prend $\varnothing_t < 12\text{mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\varnothing 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$.

V.1.5. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

• **Pourcentage maximum des armatures longitudinales dans le Bloc 1 :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

} Pour les poutres principales.

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

} Pour les poutres principales.

• **Pourcentage maximum des armatures longitudinales dans le Bloc 2 :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

} Pour les poutres principales.

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

} Pour les poutres principales.

• **Les longueurs de recouvrement dans les deux Blocs :**

$L_r > 40\varnothing_L$

- $\varnothing = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$.

- $\varnothing = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$.

• **Contrainte tangentielle maximale :**

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ BAEL91 (Art H.III.2).

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.3 : Vérification des contraintes tangentielles dans le Bloc 1 :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	185.11	1.37	3.33	Vérifiée
secondaires	120.41	1.15	3.33	Vérifiée

Tableau V.4 : Vérification des contraintes tangentielles dans le Bloc 2 :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	152.77	1.13	3.33	Vérifiée
secondaires	111.81	1.06	3.33	Vérifiée

Dans les deux Blocs $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, donc il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

V.1.6. Les armatures transversales :

1. Selon RPA99 Art (7.5.2.2):

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

➤ **Pour le Bloc 1 :**

✓ **Zone nodale :**

$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25\text{cm}$; Soit: $S_t = 10\text{ cm}$ (poutres principales).

$S_t \leq \min(8.75; 14.4) = 8.75\text{cm}$; Soit: $S_t = 8\text{ cm}$ (poutres secondaires).

✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5\text{cm}$. Soit $S_t = 15\text{cm}$ (poutres principales).

$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5\text{ cm}$. Soit $S_t = 15\text{cm}$ (poutres secondaires).

➤ **Pour le Bloc 2:**

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25\text{cm.} \quad ; \quad \text{Soit: } S_t = 10 \text{ cm (poutres principales).}$$

$$S_t \leq \min(8.75; 14.4) = 8.75\text{cm.} \quad ; \quad \text{Soit: } S_t = 8 \text{ cm (poutres secondaires).}$$

✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5\text{cm.}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$ (poutres principales).

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm. Soit } S_t = 15\text{cm (poutres secondaires).}$$

a). Calcul de Φ_t par l'expression du BAEL :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$1) A_t \geq \frac{S_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$$

$$2) A_t \geq \frac{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

➤ **Pour le Bloc1 :**

$$A_t \geq \frac{S_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 0.5\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) \times S_t}{0.8 \times f_e} = 2.59\text{cm}^2$$

} Pour les poutres principales.

$$A_t \geq \frac{S_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 0.05\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) \times S_t}{0.8 \times f_e} = 2.59\text{cm}^2$$

} Pour les poutres secondaires.

Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025\text{cm}^2$$

Donc on optepour $A_t = 4\mathbf{T10} = 3.14\text{cm}^2$

Soit : Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres.

➤ **Pour le Bloc2 :** de la même manière on trouve :

$$A_t = 4\mathbf{T10} = 3.14\text{cm}^2$$

Soit : Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres.

b). Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$. **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$ $\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans les tableaux ci-après :

Tableau V.5. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement dans le Bloc 1 :

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	12.06	140.50	192.19	4.03	-8.9	Vérifiée
Secondaires	15.45	220.93	199.1	6.35	-9.03	Vérifiée

Tableau V.6. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement dans le Bloc 2 :

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	9.24	328.43	100.05	8.20	-0.13	Vérifiée
Secondaires	6.79	433.13	84.55	10.82	-3.98	Vérifiée

On remarque que $A_l^{rive} > A_l$ pour les poutres secondaires, donc on augmente la section de l'acier.

Soit : $A_l = 11.06 \text{ cm}^2 = 4T16 + 2T14$.

V.1.7. Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$ **BAEL91 (Art E.III.1)**

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.7 .Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres du Bloc 1 :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	42.83	31704.6	7.3	9.87	15	vérifiée
	Travées	31.95	45830.01	8.84	6.16	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	23.37	17757.8	6.29	8.28	15	vérifiée
	Travées	18.46	25465.5	7.58	5.51	15	vérifiée

Tableau V.8 .Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres du Bloc 2 :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	60.69	31704.6	7.30	13.99	15	vérifiée
	Travées	33.65	45833.4	8.84	6.49	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	28.27	17757	6.29	10.02	15	vérifiée
	Travées	21.91	25465.5	7.58	6.53	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.9.Vérification de la flèche pour les poutres du Bloc 1 :

	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	5.1	6.79	0.088	0.024	0.0053	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	4.7	6.79	0.074	0.046	0.007	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.10.Vérification de la flèche pour les poutres du Bloc 2 :

	h_t cm	b cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	5.1	6.79	0.088	0.084	0.0053	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	4.7	6.79	0.074	0.055	0.0024	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées dans les deux Blocs.

V.1.8. Schéma de ferrailage des Poutres :

On va prendre les poutres principales de l'étage RDC du Bloc 1 comme exemple de ferrailage ; Le même ferrailage sera adopté pour les autres de poutres dans les deux blocs .

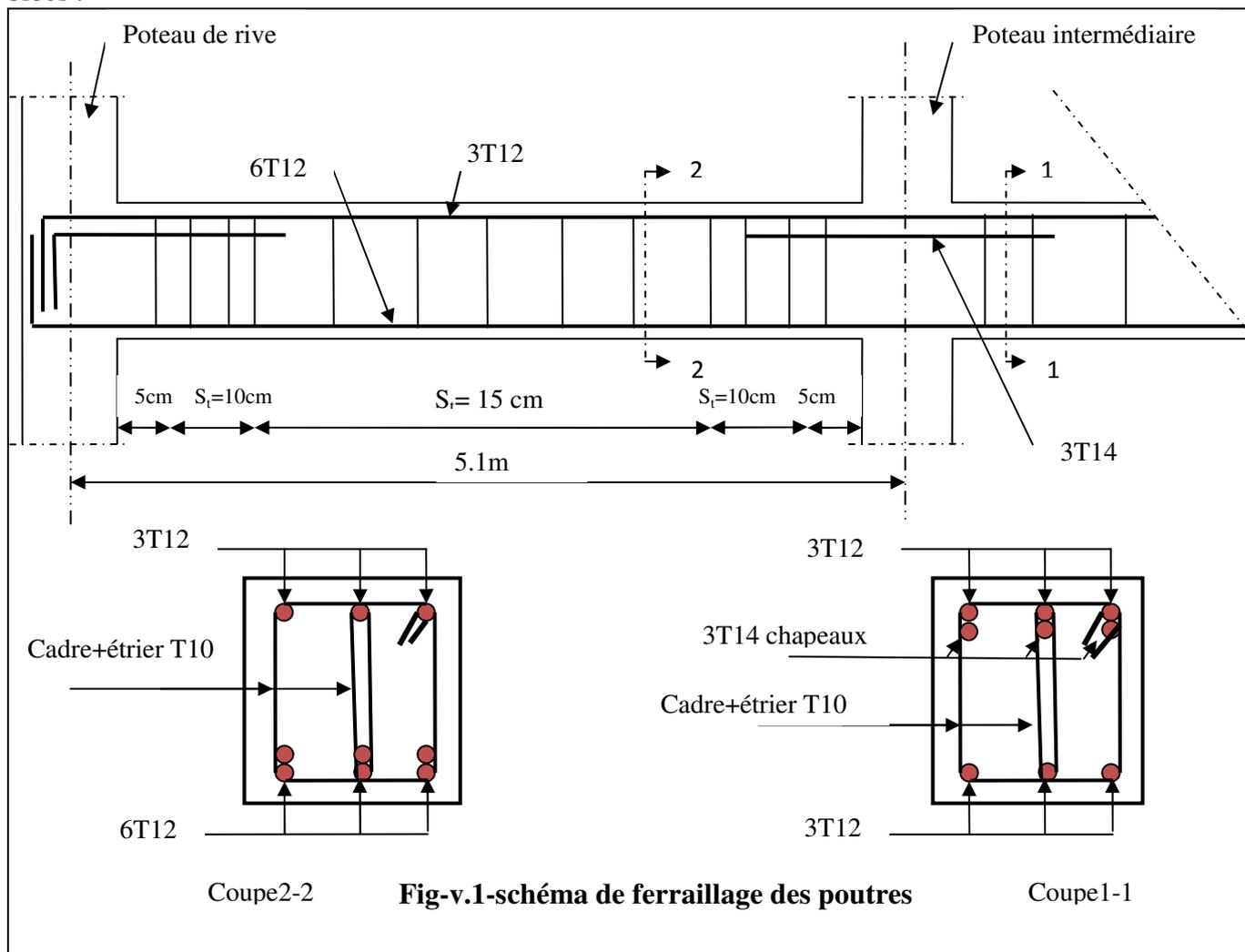


Fig.v.1-schéma de ferrailage des poutres

V.2. Etude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du ROBOT 2013 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_r) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.11. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux du Bloc 1 :

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	28.8	144	216
2 et 3 étage	55×55	24.2	121	181.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	20.0	100	150
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	35×35	9.8	49	73.5

Tableau V.12. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux du Bloc 2 :

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	28.8	144	216
2 et 3 étage	55×55	24.2	121	181.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	20.0	100	150
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96
Tous les niveaux	D=40	10.05	50.24	75.36

b). Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V_u** :est l'effort tranchant de calcul.
- **h₁** :hauteur totale de la section brute.
- **f_e** : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

– ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (}\lambda_g\text{:l'élancement géométrique),} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

– t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ;

Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale** $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{cases}$$

V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ROBOT 2013**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.13.Sollicitations dans les poteaux du Bloc 1 :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	1905.93	79.25	120.41	179.65	1325.98	64.8
2 et 3 étage	1356.26	28.6	74.38	629.14	799.99	28.59
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	924.67	14.83	68.76	553.59	303.94	28.28
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	562.08	14.49	71.24	75.21	113.37	26.12
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	340.03	5.77	46.6	64.04	76.45	14.61
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	167.88	12.59	58.22	75.98	15.58	6.28

Tableau V.14.Sollicitations dans les poteaux du Bloc 2 :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	1299.62	4.91	62.98	53.14	379.1	0.92
2 et 3 étage	1094.29	4.36	42.04	678.22	127.25	0.94
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	905.94	5.4	43.31	68.32	32.68	1.2
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	664.83	1.89	36.08	150.56	35.97	4.4
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	308.43	5.07	41.75	83.53	23.43	1.44
Tous les niveaux	261.54	1.25	13.38	41.81	97.27	1.27

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC du Bloc 1, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 1905.93 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 79.25 \text{ KN.m} (G+Q+E_y)$
- $M_{max} = 120.41 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 179.65 \text{ KN} (G+Q-E_x)$
- $N_{min} = 1325.98 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 64.8 \text{ KN.m} (0.8G-E_y)$

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 55\text{m}; d' = 0.05\text{m}.$

$\rightarrow e_G = M/N = 0.042\text{m}$

$e_G < h/2 = 0.6/2 = 0.30\text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81d_0)b.h.f_{bu} \dots \dots (I)$

$MA = M + N \times (d-h/2) = 79.25 + 1905.93 \times (0.55 - 0.6/2) = 555.73 \text{ KN.m}$

$(I) \Rightarrow 1905.93 \times 10^{-3} \times (0.55 - 0.05) - 555.73 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6^2 \times 18.48$

$0.40 \geq 1.07$ non vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{555.73 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.55^2 \times 18.48} = 0.165$$

$$\mu_{bu} = 0.165 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.227$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.5m \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{555.73 \times 10^{-3}}{0.5 \times 348} = 31.93 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -22.83 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 120.41 \text{ KN.m}, N = 179.65 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.67 \text{ m} > (h/2) = 0.30 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la section des armatures..

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la

flexion simple :

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 120.41 + 179.65 \times (0.55 - 0.60/2) = 165.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{UA} = 165.32 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.049 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.05 \rightarrow z = 0.53 \rightarrow A_1 = 8.81 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 3.64 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 1325.98 \text{ KN} \rightarrow M = 64.8 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.048 \text{ m} > (h/2) = 0.30 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 64.8 + 1325.98 \times (0.55 - 0.60/2) = 396.29 \text{ KN.m}.$$

$$(I) \Rightarrow 1325.98 \times 10^{-3} \times (0.55 - 0.05) - 396.29 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6^2 \times 18.48$$

$$0.26 \geq 1.07 \text{ non vérifiée.}$$

$$M_{UA} = 396.29 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.11 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.15 \rightarrow z = 0.51 \text{ m} \rightarrow A_1 = 22.09 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -16.01 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Les tableaux résumant le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux dans les deux Blocs.

Tableau V.15.Ferraillage des poteaux du Bloc1 :

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	barres
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	0	3.64	28.8	30.28	12HA16+4HA14
2 et 3 étage	55×55	0	2.66	24.2	26.51	12HA14+4HA16
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	0	0.21	20.0	21.36	8HA14+8HA12
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	0	2.93	16.2	18.10	16HA12
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	0	2.18	12.8	13.57	12HA12
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	35×35	0	3.49	9.8	10.68	4HA14+4HA12

Tableau V.16.Ferraillage des poteaux du Bloc2 :

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Barres
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	0	2.33	28.8	30.28	12HA16+4HA14
2 et 3 étage	55×55	0	4.86	24.2	26.51	12HA14+4HA16
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	0	3.27	20.0	21.36	8HA14+8HA12
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	0	2.93	16.2	18.10	16HA12
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	0	2.45	12.8	13.57	12HA12
Tous les niveaux	D=40	0	3.66	10.05	10.78	7HA14

V.2.5. Armatures transversales :

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux dans les deux Blocs.

Tableau V.17 : Calcul des armatures transversales dans le Bloc 1 :

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	V _d (KN)	l _r cm	t zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
60×60	1.4	250.55	56	10	15	3.91	2.70	4.71	6HA10
55×55	1.4	102.35	56	10	15	1.75	2.47	3.02	6HA8
50×50	1.2	103.29	48	10	15	1.93	2.25	3.02	6HA8
45×45	1.2	96.77	48	10	15	2.01	2.02	3.02	6HA8
40×40	1.2	45.28	48	10	15	1.06	1.8	3.02	6HA8
35×35	1.2	34.42	48	10	15	0.92	1.57	3.02	6HA8

Tableau V.18 : Calcul des armatures transversales dans le Bloc 2 :

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	V _d (KN)	l _r cm	t zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
60×60	1.4	63.70	56	10	15	0.99	2.7	3.02	6HA8
55×55	1.4	41.24	56	10	15	0.81	2.47	3.02	6HA8
50×50	1.2	44.16	48	10	15	0.82	2.25	3.02	6HA8
45×45	1.2	35.35	48	10	15	0.74	2.02	3.02	6HA8
40×40	1.2	57.23	48	10	15	1.34	1.8	3.02	6HA8
D=40	1.4	8.82	56	10	15	0.41	1.8	2.01	4HA8

V.2.6 .Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, 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 :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

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 :

$$\left[\begin{array}{ll} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 1905.93 \text{ KN}$

$l_f = 141 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 8.13 < 50 \rightarrow \alpha = 0.84$

$Br = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2.$

$N_U = 6250.29 \text{ KN}$

$N_d = 1905.93 \text{ KN} < 6250.29 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.19. Vérification du flambement pour les poteaux du Bloc 1 :

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	Br (m ²)	N_u (MN)	N_d (MN)	Obs.
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	282	141	8.13	0.84	30.28	0.3346	6.25	1.905	Vérifiée
2 et 3 étage	55×55	282	141	8.88	0.83	26.51	0.2809	5.19	1.356	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	282	141	9.76	0.83	21.36	0.2304	4.25	0.924	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	282	141	10.85	0.83	18.10	0.1849	2.84	0.562	Vérifiée

10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	282	141	12.21	0.83	13.57	0.1444	2.67	0.340	Vérifiée
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	35×35	282	197.4	13.95	0.82	10.68	0.1089	2.01	0.168	Vérifiée

Tableau V.20.Vérification du flambement pour les poteaux du Bloc 2 :

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	282	141	8.13	0.84	30.28	0.3346	6.22	1.299	Vérifiée
2 et 3 étage	55×55	282	141	8.88	0.83	26.51	0.2809	5.19	1.094	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	282	141	9.76	0.83	21.36	0.2304	3.70	0.905	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	282	141	10.85	0.83	18.10	0.1849	3.44	0.664	Vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	282	197.4	12.21	0.83	13.57	0.1444	2.67	0.308	Vérifiée
Tous les niveaux	D=40	282	197.4	14.1	0.82	10.78	0.1089	2.00	0.261	Vérifiée

b).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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

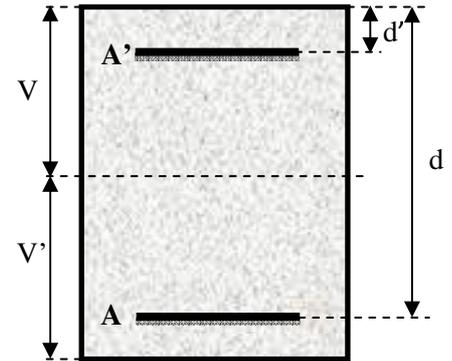
$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.21. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux du Bloc 1 :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
d (cm)	55	50	45	40	35	30
A' (cm ²)	15.14	13.25	10.68	9.05	6.78	5.34
A (cm ²)	15.14	13.25	10.68	9.05	6.78	5.34
V (cm)	27.2	24.88	22.72	20.43	18.3	16.05
V' (cm)	32.8	30.11	27.27	24.56	21.69	18.95
I _{yy'} (m ⁴)	0.0146	0.003	0.0068	0.0042	0.0026	0.0023
N ^{ser} (KN)	1021.53	849.45	657.81	400.9	241.66	119.28
M ^{ser} (KN.m)	0.08	13.82	6.15	14.18	2.05	5.74
M _G ^{ser} (KN.m)	0.08	13.82	6.15	14.18	2.05	5.74
σ _{bc1} (MPa)	1.73	1.1	4.92	4.83	4.59	2.41
σ _{bc2} (MPa)	1.47	3.22	2.29	1.01	0.81	3.56
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.22. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux du Bloc 2 :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	Tous les niveaux
Section (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	D=40
d (cm)	55	50	45	40	35	35
A' (cm ²)	15.14	13.25	10.68	9.05	6.78	5.39
A (cm ²)	15.14	13.25	10.68	9.05	6.78	5.39
V (cm)	27.2	24.88	22.72	20.43	18.3	16.05
V' (cm)	32.8	30.11	27.27	24.56	21.69	18.95
I _{yy'} (m ⁴)	0.0146	0.003	0.0068	0.0042	0.0026	0.0023
N ^{ser} (KN)	1021.53	849.45	657.81	400.9	241.66	119.28

M^{ser} (KN.m)	0.08	13.82	6.15	14.18	2.05	5.74
M_G^{ser} (KN.m)	0.08	13.82	6.15	14.18	2.05	5.74
σ_{bc1} (MPa)	1.73	1.1	4.92	4.83	4.59	2.41
σ_{bc2} (MPa)	1.47	3.22	2.29	1.01	0.81	3.56
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c).Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.23.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux du Bloc 1 :

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	141	4.7	0.04	55	250.55	0.773	1	vérifiée
2 et 3 étage	55×55	141	5.13	0.075	50	102.35	0.376	1.875	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	141	5.64	0.075	45	103.29	0.459	1.875	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	141	6.27	0.075	40	96.77	0.531	1.875	
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	141	7.05	0.075	35	45.28	0.314	1.875	vérifiée
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	35×35	197.4	8.06	0.075	30	34.42	0.312	1.875	vérifiée

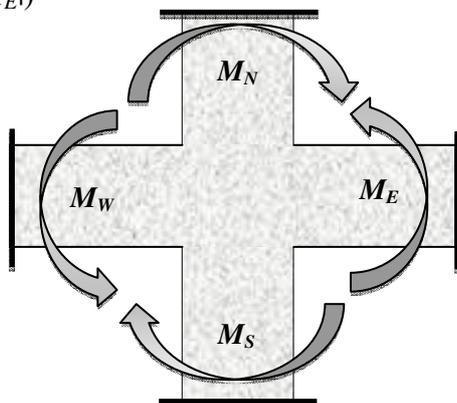
Tableau V.24. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux du Bloc 2 :

Niveau	Sections (cm ²)	I _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	141	4.7	0.07	55	63.70	0.197	1	vérifiée
2 et 3 étage	55×55	141	5.13	0.075	50	41.24	0.151	1.875	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	141	5.64	0.075	45	44.16	0.196	1.875	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	141	6.27	0.075	40	35.35	0.194	1.875	vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	141	7.05	0.075	35	57.23	0.397	1.875	vérifiée
Tous les niveaux	D=40	197.4	8.5	0.075	35	8.82	0.087	1.875	vérifiée

d). Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.25. Les moments résistants dans les poteaux du Bloc 1 :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	54	30.28	569.209
2 et 3 étage	55×55	49.5	26.51	456.661
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	45	21.36	334.497
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.10	255.101
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	36	13.57	170.004
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	35×35	31.5	10.68	117.074

Tableau V.26. Les moments résistants dans les poteaux du Bloc 2 :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	54	30.28	569.209
2 et 3 étage	55×55	49.5	26.51	456.661
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	45	21.36	334.497
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.10	255.101
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	40×40	36	13.57	170.004
Tous les niveaux	D=40	36	10.78	135.05

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.27.Vérification de la zone nodale dans le Bloc 1 :

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	569.209	569.209	1138.418	130.22	130.22	325.55	vérifiée
Etage1	456.661	569.209	1025.87	156.72	156.72	391.18	vérifiée
Etage2	456.661	456.661	913.322	156.72	156.72	391.18	vérifiée
Etage3	334.497	456.661	791.158	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage4	334.497	334.497	668.994	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage5	334.497	334.497	668.994	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage6	255.101	334.497	589.598	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage7	255.101	255.101	510.202	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage8	255.101	255.101	510.202	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage9	170.004	255.101	425.105	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage10	170.004	170.004	340.008	112.89	112.89	282.22	vérifiée
Etage11	117.074	170.004	287.078	112.89	112.89	282.22	vérifiée
Etage12	170.004	117.074	287.078	112.89	112.89	282.22	vérifiée
Etage13	117.074	170.004	287.078	112.89	112.89	282.22	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

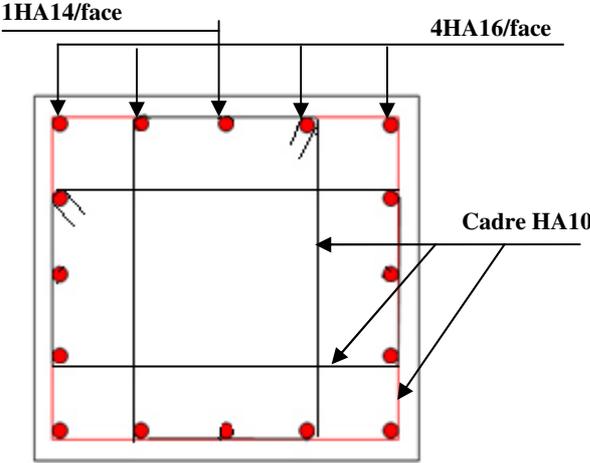
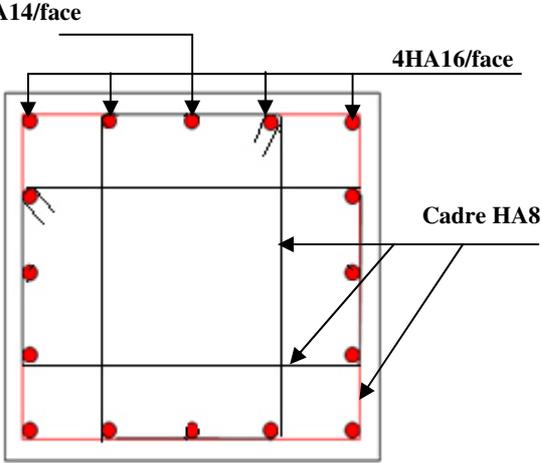
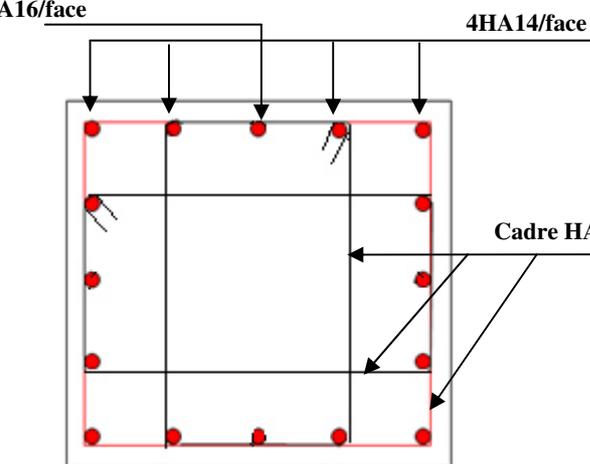
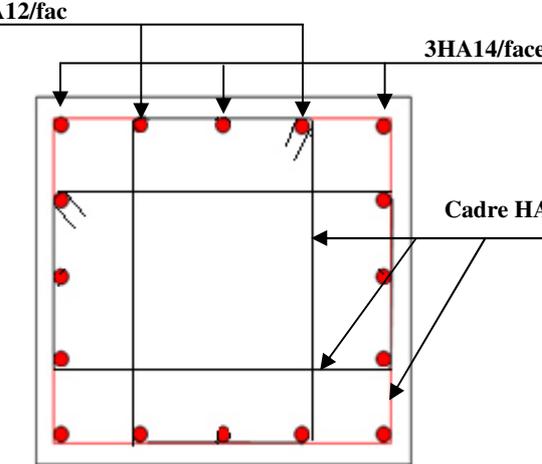
Tableau V.28.Vérification de la zone nodale dans le Bloc 2 :

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	569.209	569.209	1138.418	130.22	130.22	325.55	vérifiée
Etage1	456.661	569.209	1025.87	156.72	156.72	391.18	vérifiée
Etage2	456.661	456.661	913.322	156.72	156.72	391.18	vérifiée
Etage3	334.497	456.661	791.158	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage4	334.497	334.497	668.994	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage5	334.497	334.497	668.994	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage6	255.101	334.497	589.598	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage7	255.101	255.101	510.202	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage8	255.101	255.101	510.202	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage9	170.004	255.101	425.105	143.47	143.47	358.67	vérifiée
Etage10	170.004	170.004	340.008	112.89	112.89	282.22	vérifiée
Etage11	117.074	170.004	287.078	112.89	112.89	282.22	vérifiée
Poteau circulaire	135.05	135.05	270.1	87.8	87.8	219.51	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

- Schémas de ferrailage :

Tableau V.29.Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau du Bloc 1 :

RDC	1 ^{er} étage
 <p>1HA14/face</p> <p>4HA16/face</p> <p>Cadre HA10</p>	 <p>1HA14/face</p> <p>4HA16/face</p> <p>Cadre HA8</p>
<p>Poteau (60×60)</p>	<p>Poteau (60×60)</p>
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
 <p>1HA16/face</p> <p>4HA14/face</p> <p>Cadre HA8</p>	 <p>2HA12/fac</p> <p>3HA14/face</p> <p>Cadre HA8</p>
<p>Poteau (55×55)</p>	<p>Poteau (50×50)</p>
<p>7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage</p>	<p>10^{ème} et 11^{ème} étage</p>

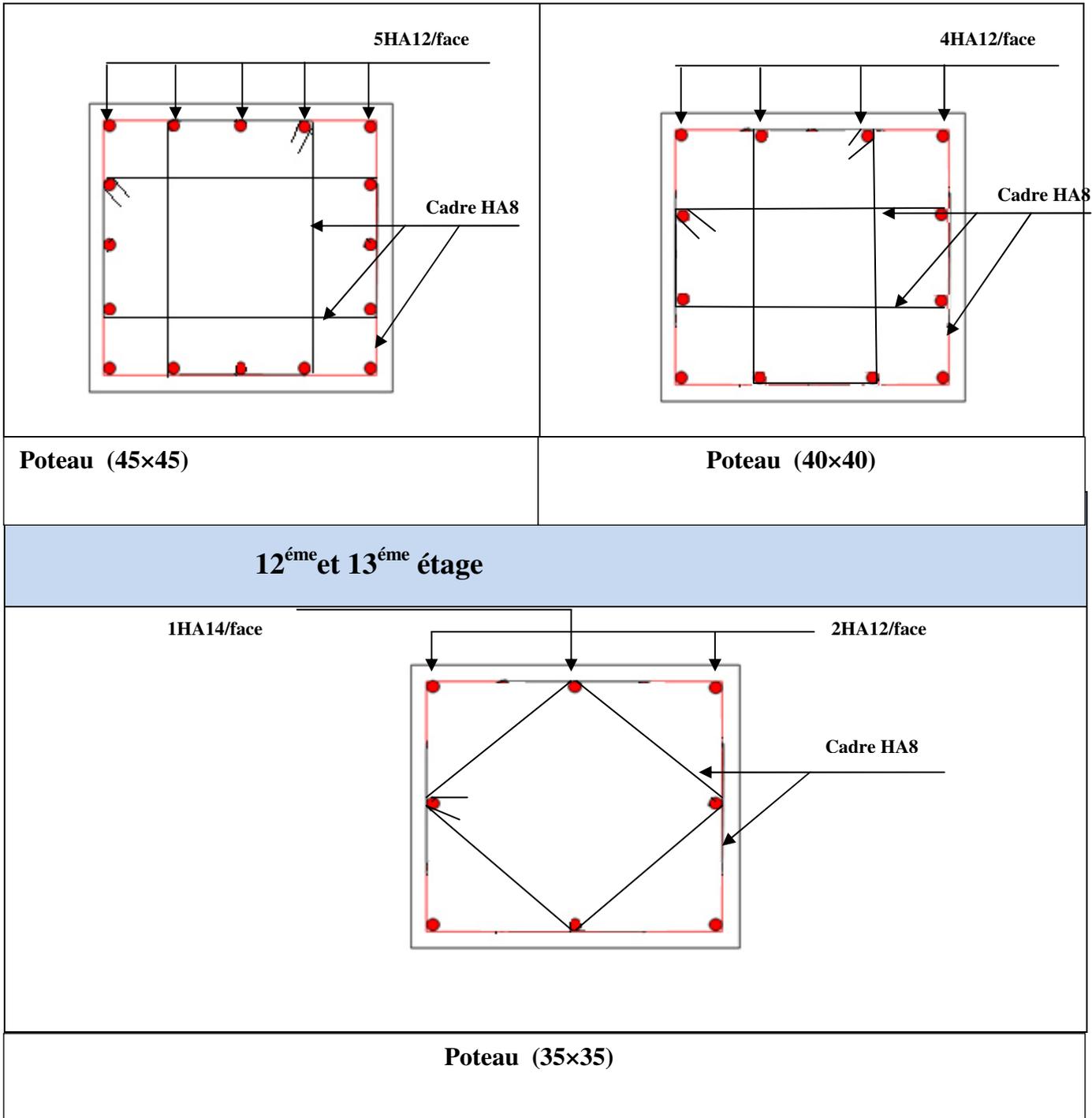
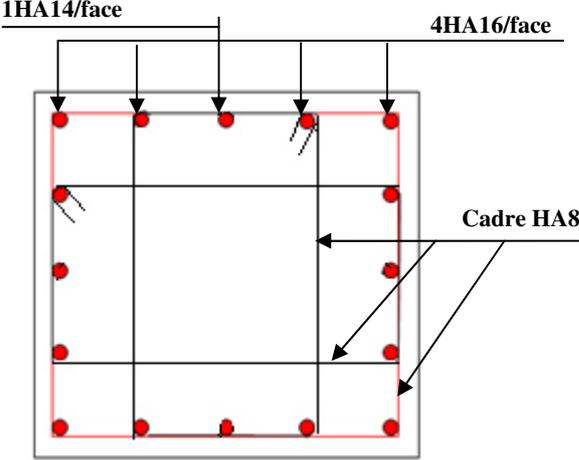
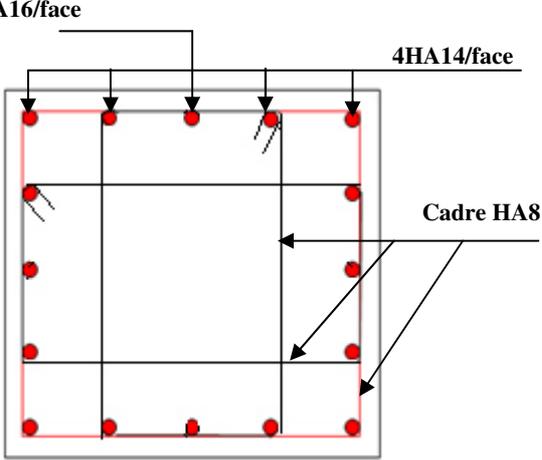
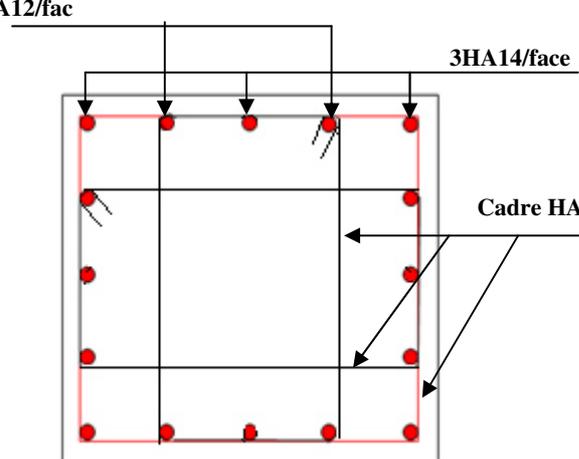
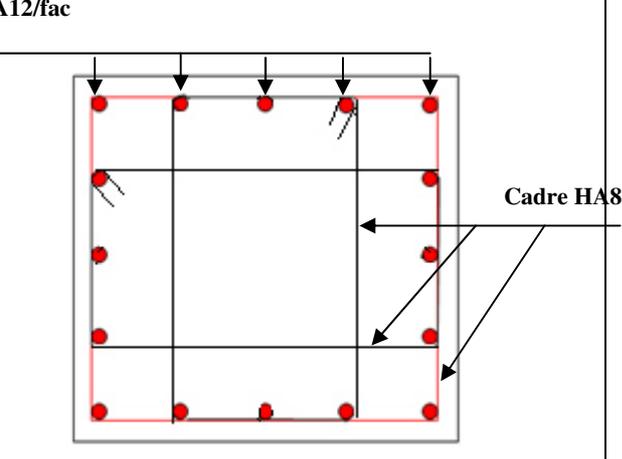
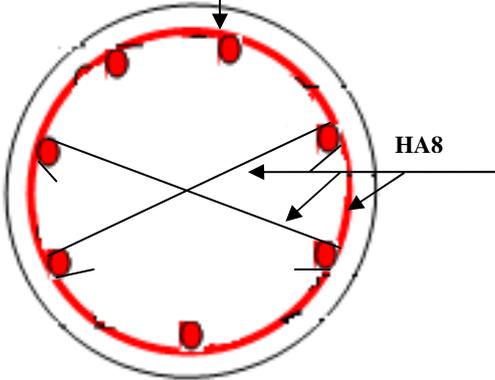
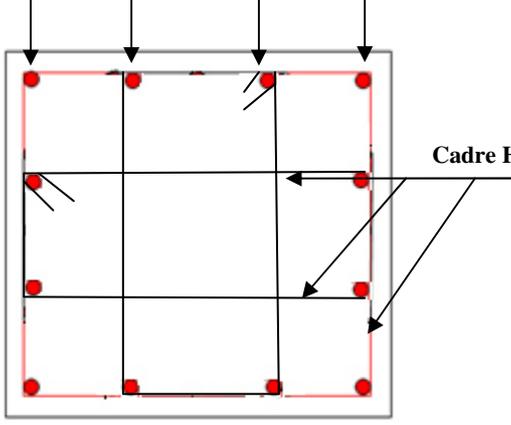


Tableau V.30.Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau du Bloc 2 :

RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage
	
Poteau (60×60)	Poteau (60×60)
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
	
Poteau (50×50)	Poteau (45×45)
Tous les niveaux	10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage

 <p>7HA12</p> <p>HA8</p>	 <p>4HA12/face</p> <p>Cadre HA8</p>
<p>Poteau circulaire D=40</p>	<p>Poteau (40×40)</p>

V.3. Étude des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ROBOT 2013 .

V.3.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section

(e×L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

$d = 0.9 L ; \quad d' = 0.1 L$

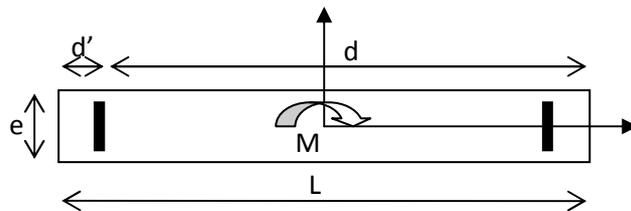


Fig. V.2 : Schéma d'un voile plein

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$

• **Armatures horizontales :**

On fixe St et on calcul A_t avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$

$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$

- La longueur de recouvrement :

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi L_r & \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

- Diamètres des barres :

$\phi < e/10$ zone courante.

- Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

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

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

Avant d’entamer le calcul du ferrailage, on défini les paramètres suivants :

$A_v^{\min} / \text{voile}$: Section d’armature verticale minimale dans le voile complet ($A_{\min} = 0.15 \% b \times l$)

$A_v^{\text{cal}} / \text{face}$: Section d’armature calculée verticales pour une seule face de voile.

$A_v^{\text{adop}} / \text{face}$: Section d’armature verticales adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{\min} / \text{voile}$: Section d’armature horizontale minimale dans le voile ($A_{\min}=0.15\%b*h$)

$A_h^{\text{cal}} / \text{face}$: Section d’armature calculée ($= A_v^{\text{adoptée}} / 4$).

$A_h^{\text{adop}} / \text{ml}$: Section d’armature adoptée pour un mètre linière.

N^{bre} / ml : Nombre de barres adopté par face et par un mètre linière.

❖ Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales dans les voiles des deux Blocs dans tous les niveaux.

Tableau V.31.Sollicitations de calcul dans les voiles V_{x1} , V_{x5} , V_{x4} et V_{x8} dans tous les niveaux du

Bloc1 :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 et 11 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1
M(KN)	-134.7	-0.46	-26.27	-29.18	-7.32
N(KN)	-636.18	-313.78	-302.07	-256.88	-223.82
section	Partialement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	491.52	635.81	628.73	477.04	153.45
τ (MPa)	3.47	4.49	4.44	3.37	1.08
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	4.51	4.52	5.37	4.83	3.5
A_v^{min} (cm ²)	3.3	4.4	4.4	4.4	4.4
A_v^{adop} (cm ²)	4.52	4.74	5.65	5.65	4.52
N^{bre} /ml	4HA12	6HA10	5HA12	5HA12	4HA12
S_t (cm)	25	16	20	20	25
A_h^{cal} (cm ²)	4.34	5.62	5,37	5.56	4.19
A_h^{min} (cm ²)	0.6	8,46	8,46	8,46	8.46
A_h^{adop} (cm ²)	4.52	9.04	9,04	9.04	9.04
N^{bre} /ml	4HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.32.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} et V_{x6} dans tous les niveaux du Bloc 1 :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 et 11 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×0.8	0.2×0.8	0.2×0.8	0.2×0.8	0.2×0.8
M(KN)	-13.81	-21.39	-24.63	-21.68	-11.86
N(KN)	-392.8	-417.15	-361.76	-223.26	-89.22
section	Entièrement tendue	Partialement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	526.8	599.66	535.75	371.5	162.95
τ (MPa)	4.81	4.92	4.87	3.61	1.58
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5

A_v^{cal} (cm ²)	6.39	4.52	6.52	4.38	1.92
A_v^{min} (cm ²)	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
A_v^{adop} (cm ²)	6.78	4.52	6.78	4.52	4.52
N^{bre} /ml	6HA12	4HA12	6HA12	4HA12	4HA12
S_t (cm)	15	20	15	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	6,39	4.34	6.52	4,37	1.98
A_h^{min} (cm ²)	8.46	0.6	8.46	8,46	8.46
A_h^{adop} (cm ²)	9.04	4.52	9.04	9.04	9.04
N^{bre} /ml	8HA12	4HA12	8HA12	8HA12	8HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.33.Sollicitations de calcul dans le voile V_{X3} et V_{X7} dans tous les niveaux du Bloc 1 :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1
M(KN)	233,88	-252,55	213.58	130.39	69,76
N(KN)	54,13	-68,34	-13.75	4,96	13,04
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	464.44	516.95	462.32	303.82	123.45
τ (MPa)	3.61	4.02	2.36	4.02	3.49
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	7.12	7.56	6.99	4.31	2.16
A_v^{min} (cm ²)	3	3	3	3	3
A_v^{adop} (cm ²)	7.70	7.70	7.29	4.52	4.52
N^{bre} /ml	5HA14	5HA14	4HA14+1HA12	4HA12	4HA12
S_t (cm)	20	20	20	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	6.77	5.91	6.74	4.43	1.08
A_h^{min} (cm ²)	0.90	0.90	0.9	0.90	0.9
A_h^{adop} (cm ²)	6.78	6.78	6.78	4.52	1.58
N^{bre} /ml	6HA12	6HA12	6HA12	4HA12	2HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15

Tableau V.34.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} et V_{y2} dans tous les niveaux du Bloc 1 :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 et 11 ^{ème} étage	12 et 13 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×5.1	0.2×5.1	0.2×5.1	0.2×5.1	0.2×5.1	0.2×5.1
M(KN)	8.29	23.66	-10.91	51.69	55.66	-11.64
N(KN)	-1881.22	-1662.71	1397.43	-935.63	-462.4	-128.37
section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	834.49	717.22	579.64	374.25	203.96	75.39
τ (MPa)	3.59	1.28	1.09	0.57	0.31	0.15
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	27.4	24.10	20.18	13.89	7.12	1.94
A_v^{min} (cm ²)	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
A_v^{adop} (cm ²)	27.8	24.12	20.70	20.70	20.70	20.70
N^{bre} /ml	10HA16+ 5HA14	12HA16	8HA16+ 3HA14	8HA16+ 3HA14	8HA16+ 3HA14	8HA16+ 3HA14
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	4.52	2.05	1.1	0.53	0.39	0.14
A_h^{min} (cm ²)	8.46	8.46	8.46	8.46	8.46	8.46
A_h^{adop} (cm ²)	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04
N^{bre} /ml	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
S_t (cm)	12	12	12	12	12	12

Tableau V.35.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} , V_{x2} , V_{x3} et V_{x4} dans tous les niveaux du Bloc 2 :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 et 11 ^{ème} Etage
Section (m ²)	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1
M(KN)	- 2,97	-12,49	-17.78	-39.44	-9.38
N(KN)	-382	-400.89	-359.14	-265.33	-183.02
section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement Tendue
V (KN)	234.15	243.85	219.26	152.32	113.43
τ (MPa)	4.49	1.82	1.89	1.18	1.6
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5	5

A_v^{cal} (cm ²)	5.62	6.3	5.92	5.51	3.03
A_v^{min} (cm ²)	4	4	4	4	4
A_v^{adop} (cm ²)	5.65	6.78	6.78	6.78	4.74
N^{bre} /ml	5HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA10
S_t (cm)	20	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.09	2.28	2.37	2.13	1.1
A_h^{min} (cm ²)	8.46	8.46	8.46	8.46	8.46
A_h^{adop} (cm ²)	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04
N^{bre} /ml	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
S_t (cm)	12	12	12	12	12

Tableau V.36.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} et V_{y4} dans tous les niveaux du Bloc 2 :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 et 11 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5
M(KN)	- 116,73	-64,12	-41,46	41,67	16,16
N(KN)	-656,8	-390,3	-272,46	-200,61	-117,58
section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	201.49	111.09	163.56	80.27	50.21
τ (MPa)	1.04	0.57	0.84	0.42	0.26
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	12.80	7.45	5,1	4.08	2.15
A_v^{min} (cm ²)	6	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm ²)	12.94	7.91	6,78	6,78	6,78
N^{bre} /ml	4HA14+6HA12	7HA12	6HA12	6HA12	6HA12
S_t (cm)	10	10	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.96	1.08	1.59	0.78	0.49
A_h^{min} (cm ²)	8.46	8.46	8.46	8.46	8.46
A_h^{adop} (cm ²)	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04
N^{bre} /par plan	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
S_t (cm)	12	12	12	12	12

Tableau V.37.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} et V_{y3} dans tous les niveaux du Bloc 2 :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.4	0.2×1.4	0.2×1.4	0.2×1.4	0.2×1.4
M(KN)	80.57	-47.91	-11.9	44.24	-0.44
N(KN)	531.76	-291.12	-252.69	202.47	129.96
section	Entièrement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	183.84	159.80	161.67	135.47	84.23
τ (MPa)	1.02	0.89	0.90	0.75	0.46
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	10.13	5,63	3.99	4.27	4
A_v^{min} (cm ²)	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
A_v^{adop} (cm ²)	10.27	5.65	5.65	5.65	5.65
N^{bre} /ml	3HA14+5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
S_t (cm)	10	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.92	1.11	1.68	1.41	0.88
A_h^{min} (cm ²)	8.46	8.46	8.46	8.46	8.46
A_h^{adop} (cm ²)	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04
N^{bre} /ml	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
S_t (cm)	12	12	12	12	12

Tableau V.38.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y5} et V_{y6} dans tous les niveaux du Bloc2 :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2
M(KN)	265,05	244,37	-64.01	14.76	79.55
N(KN)	-74.71	-338.62	-312.46	32.61	-22.85
section	Partialement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	158,75	209.92	215.76	194.12	84.65
τ (MPa)	0.62	0.46	0.84	0.76	0.55
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.32	5.34	5.88	1.16	1.01
A_v^{min} (cm ²)	3.3	8	8	6	6

A_v^{adop} (cm ²)	5.65	9.04	9.04	6.78	6.78
N^{bre} /ml	5HA12	8HA12	8HA12	6HA12	6HA12
S_t (cm)	20	10	10	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.77	0.88	1.57	0.94	0.625
A_h^{min} (cm ²)	0.6	8.46	8.46	0.6	0.9
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	9.04	9.04	1.57	1.57
N^{bre} /ml	2HA10	8HA12	8HA12	2HA10	2HA10
S_t (cm)	12	12	12	12	12

V.3.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC et 1^{er} étage (V_{x1}) dans le Bloc 2 comme exemple :

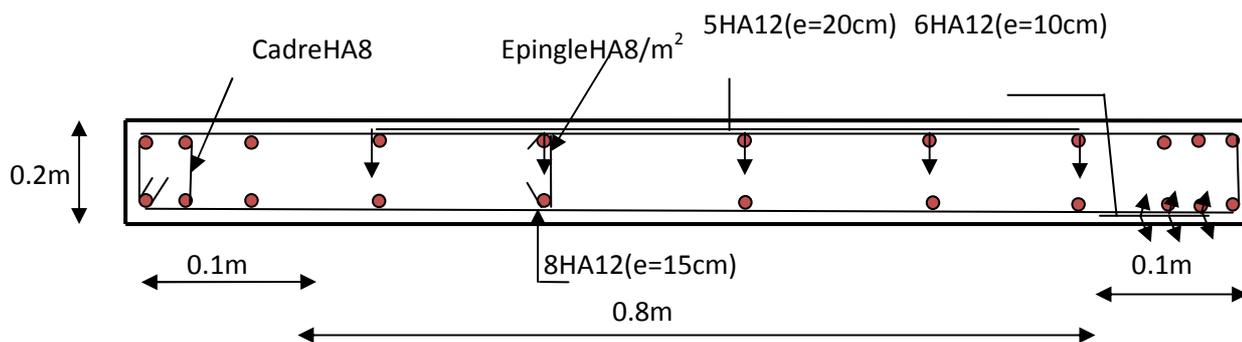


Fig-V.3. Schéma de ferrailage du voile

V.4. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant vis-à-vis la résistance et la transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que la section minimale d'armature exigé par le RPA99 /2003 sont importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

CHAPITRE 6:

ETUDES DES FONDACTIONS

VI .1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol (voir annexe), la contrainte admissible est 1.8 bar à une profondeur de 2 m. Nous avons été amené à adapter l'étude de sol dans l'annexe à notre projet.

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99(Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1). $G + Q \pm E$
- 2). $0.8 \times G \pm E$

VI .4. Etude des fondations du Bloc1 :**Le choix de fondation.**

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{\text{calculée}} = N_{\text{total}} / \sigma_{\text{sol}} \implies S_{\text{calculée}} = 45.473 / 0.18 = 252.62\text{m}$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 574m^2$.

On voit bien que $S_{cal} \ll S_{bat}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général sans débord.

Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

A - Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

– **Condition de coffrage :**

h_r : hauteur des nervures.

h_t : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.10m$)

$$h_r \geq L_{max} / 20 \implies h_r \geq 510/20 = 25.5cm.$$

$$h_t \geq L_{max} / 10 \implies h_t \geq 510/10 = 51cm.$$

– **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen (par manque de données géotechniques, on prend $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$).

b: la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \implies h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 74.62cm.$$

Donc : $h \geq 74.62 \text{ cm}$.

– **Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{ct28} \dots \dots \dots (1)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 \text{ m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = (45473.04 \times 5.10) / (2 \times 252.62) = 459 \text{ KN}.$$

de (1) :

$$d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{ct28}} \quad \Rightarrow \quad d \geq 0.393 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 85 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.
- $h_r = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.
- $b = 60 \text{ cm}$ (dimension du poteau).

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 574 \text{ m}^2$.

B - Les vérifications :

Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal du poteau le plus sollicité.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre d'impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle du radier.

• **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm × cm, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.60 + 0.85 = 1.45 \\ B = b + h = 0.60 + 0.85 = 1.45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.8m.$$

⇒ $N_d = 1.437MN \leq 0.45 \times 0.85 \times 5.8 \times 25 / 1.5 = 0.369MN$condition vérifiée

Donc : pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M : Moment sismique à la base

Sens x - x' :

A L'ELU :

$$N_u = 45473.04 \text{ KN.} \quad M = 2285.05 \text{ KN.m} ; L_x = 28.3 \text{ m} ; S = 574 \text{ m}^2.$$

$$e = 0.0502$$

$$\sigma_{\max} = 80.06 \text{ Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 78.38 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = 79.64 \text{ Kpa} < \sigma_{sol} = 180 \text{ Kpa} \quad (\text{ok})$$

A L'ELS :

$$N_s = 32426.18 \text{ KN.} \quad M = 2285.05 \text{ KN.m} ; L_x = 28.3 \text{ m} ; S = 574 \text{ m}^2.$$

$$e = 0.0705$$

$$\sigma_{\max} = 57.33 \text{ Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 55.65 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{ms} = 56.91 \text{ Kpa} < \sigma_{sol} = 180 \text{ Kpa} \quad (\text{ok})$$

Sens y - y' :

A L'ELU :

$$N_u = 45473.04 \text{ KN.} \quad M = 4574.9 \text{ KN.m} ; L_y = 21 \text{ m} ; S = 574 \text{ m}^2.$$

$$e = 0.101$$

$$\sigma_{\max} = 81.5 \text{ Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 76.93 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = 80.35 \text{ Kpa} < \sigma_{sol} = 180 \text{ Kpa} \quad (\text{ok})$$

A L'ELS :

$$N_s = 32426.18 \text{ KN.} \quad M = 4574.9 \text{ KN.m} ; L_y = 21 \text{ m} ; S = 574 \text{ m}^2.$$

$$e = 0.141$$

$$\sigma_{\max} = 58.76 \text{ Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 54.21 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{ms} = 57.62 \text{ Kpa} < \sigma_{sol} = 180 \text{ Kpa} \quad (\text{ok})$$

N.B :

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 574 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$H = 2 \text{ m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N = 45473.04 \text{ KN} > 1.15 \times 10 \times 2 \times 574 = 13202 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.

Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99/version2003**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens x-x : $e = \frac{2285.05}{32426.18} = 0.070 \text{ m} < \frac{28.3}{4} = 7.07 \text{ m} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Dans le sens y-y : $e = \frac{4574.9}{32426.18} = 0.141 \text{ m} < \frac{21}{4} = 5.25 \text{ m} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Donc il n'y a pas risque de renversement.

C - Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = 45473.04 / 574 = 79.22 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 4.70 \text{ m} , L_y = 5.10 \text{ m}.$$

$$\rho = L_x / L_y = 0.92 \implies \text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \dots \dots \dots [\text{Annexe II}]$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \implies M_x = 0.0437 \times 79.22 \times 4.7^2 = 76.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \implies M_y = 0.8251 \times 76.47 = 63.09 \text{ KN.m}$$

b - Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

✓ **En travée :** $M_{tx} = 0.85 M_x, M_{ty} = 0.85 M_y$

✓ **En appui :** $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x$

La section à ferrailer est $1 \times 0.40 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1. Section des armatures du radier.

		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	Choix par (m)	$S_t (cm)$
Sens X-X	travée	65	5.44	3.78	6.79	6HA12	16.70
	appui	-38.23	3.19	3.78	6.79	6HA12	16.70
Sens Y-Y	travée	53.52	4.46	3.2	3.93	5HA10	20
	appui	-38.23	3.19	3.2	6.79	6HA12	16.70

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h/2. \\ A_y = \rho_0 \times b \times h. \end{cases}$$

Pour des HAFéE400 $\rho_0 = 0.0008$.

$$\begin{cases} A_x = 3.32 cm^2. \\ A_y = 3.2 cm^2. \end{cases}$$

• **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: S_t = 16.70 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \\ \text{Armatures // } L_y: S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \end{cases}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$\mu_x = 0.0509$$

$$\mu_y = 0.8799$$

$$N = 32426.18 \text{ KN}$$

$$Q_s = N_{ser} / S_{rad} = 32426.18/574 = 56.49 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0509 \times 56.49 \times (4.7)^2 = 63.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 55.88 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 54 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 47.5 \text{ KN.m.}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -31.76 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton et des contraintes dans l'acier :**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	54	7.48	91086.44	4.43	244.72
	yy	47.5	5.86	56760.06	4.90	375.80
Appui		-31.76	7.48	91086.44	2.60	143.93

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	xx	6HA14	9.24	8.56	117799.12	3.92	185.78	16.70
	yy	7HA14	10.78	9.42	133669.42	3.34	136.35	14.30
Appui		6HA12	6.79	5.48	94840.74	2.60	143.93	16.70

- Schéma de ferrailage :

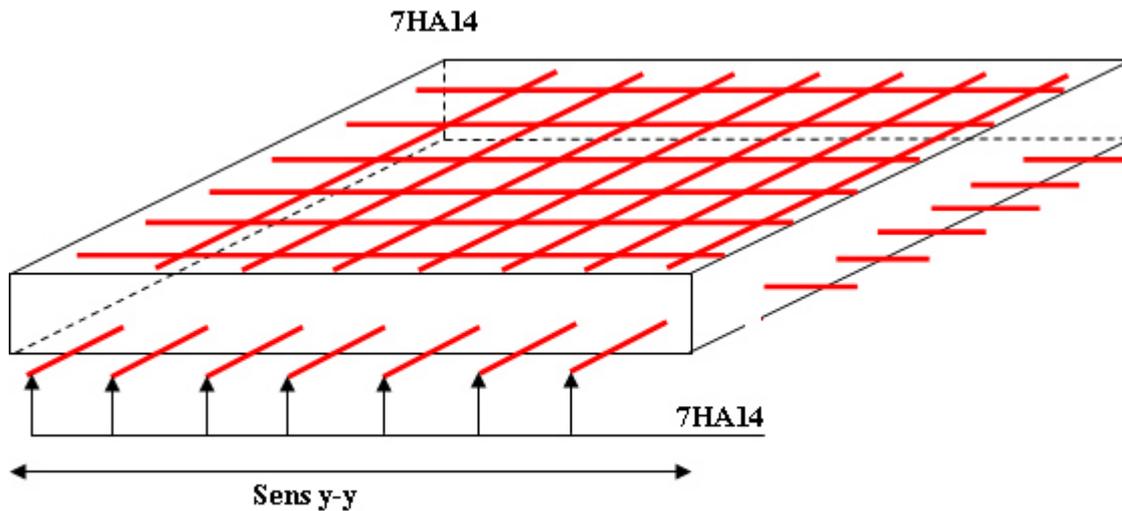


Fig.VI.1 : Schéma de ferrailage de radier.

VI.4.1.3.2. Ferrailage des nervures:

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3} \text{ Avec : } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.}$$

- **Charge trapézoïdale :**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ Avec : } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.}$$

$$q_u = 79.22 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = 56.49 \text{ KN / m}^2$$

• Calcul des sollicitations :

1. Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0,15 \times M_0 \text{ Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

2. Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• Sens longitudinal (x-x) :

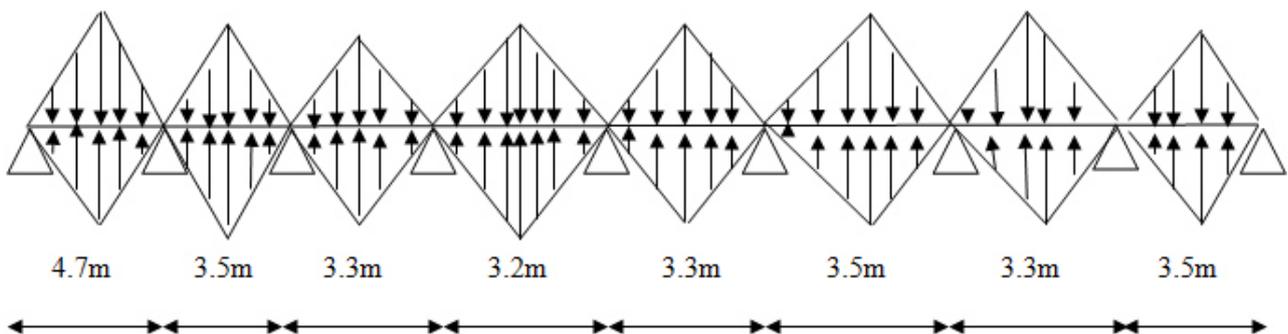


Figure IV.2. Schémas Sollicitations sur les nervures longitudinales.

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P'_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P'_1$$

-Charge trapézoïdale et triangulaire:

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P'_1 = \frac{q_x \times l_x}{3}$$

$$P = P_2 + P'_1$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.3. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$x (m)$	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	4.7	4.7	248.22	-32.81	-467.89	3.51	576.47
B-C	3.5	2.8	184.84	-467.89	-157.10	0.63	533.24
C-D	3.3	2.64	174.28	-157.10	-136.70	1.57	255.22
D-E	3.2	2.56	169	-136.70	-136.70	1.6	238.10
E-F	3.3	2.64	174.28	-136.70	-157.10	1.73	255.22
F-G	3.5	2.8	184.84	-157.10	-157.10	1.75	278.40
G-H	3.3	2.64	174.28	-157.10	-157.10	1.65	258.93
H-I	3.5	3.5	184.84	-157.10	-18.19	1.25	228.80

- Sens transversal (y-y):

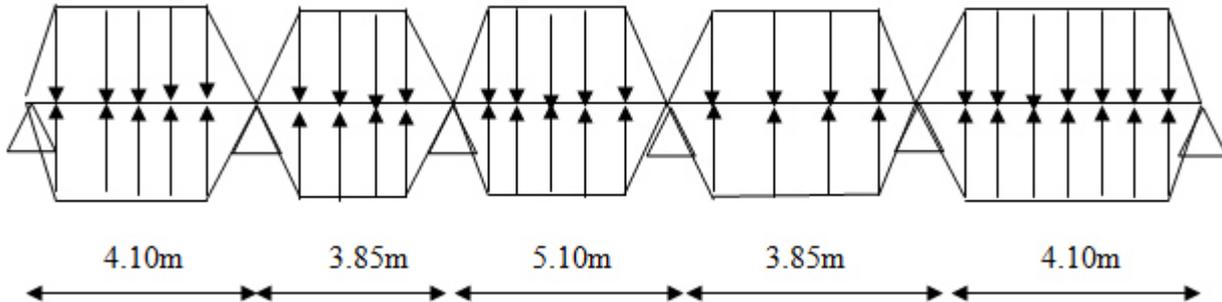


Figure. IV.3. Schémas Sollicitations sur les nervures transversales

- Charge triangulaire :

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

- Charge trapézoïdale :

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P_1' = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P = P_2 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$x (m)$	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	4.10	4.10	244.71	-24.97	-386.29	3.16	469.91
B-C	3.85	3.08	229.64	-386.29	-462.77	2.17	576.18
C-D	5.10	4.08	315.89	-462.77	-462.77	2.55	720.33

D-E	3.85	3.08	229.64	-462.77	-386.29	1.68	576.18
E-F	410	4.10	244.71	-386.29	-24.97	0.94	469.11

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h = 1.1$ m (on augmente la hauteur de la nervure pour avoir un ferraillage économique)

$h_0 = 0.40$ m

$b_0 = 0,60$ m

$d = 1.05$ m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.1}{10}; \frac{4.7}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,51; 2,35)$$

soit : $b_1 = 0,6$ m

Donc : $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,80$ m

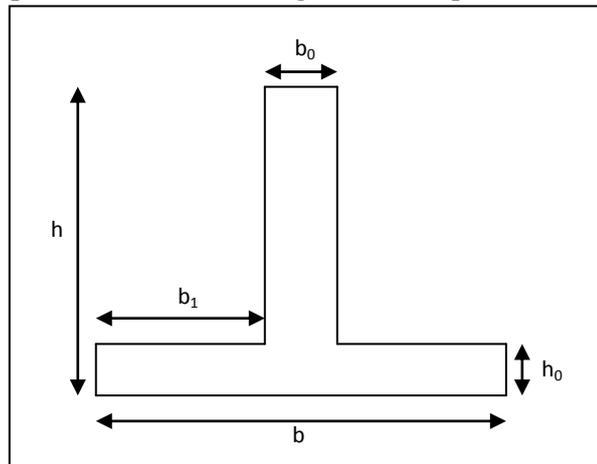


Figure .VI.4. Section à ferrailler.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.5. Résultats de ferraillage des nervures.

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
x-x	Travée	576.47	15.94	23.45	8HA12+8HA16=25.13
	Appui	467.89	12.91	4.44	8HA16=16.08
y-y	Travée	720.33	19.97	23.45	8HA12+8HA16=25.13
	Appui	462.77	12.77	4.44	8HA16=16.08

• **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.6. Vérification des contraintes dans les nervures.

Sens	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
x-x	Travée	422.76	2.87	15	170.49	240
	Appui	344.73	2.74	15	237.71	240
y-y	Travée	513.64	3.04	15	193.07	240
	Appui	329.98	2.62	15	207.54	240

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

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_s + M_d}{l} = 0,383MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,203MPa < 2,5MPa.$$

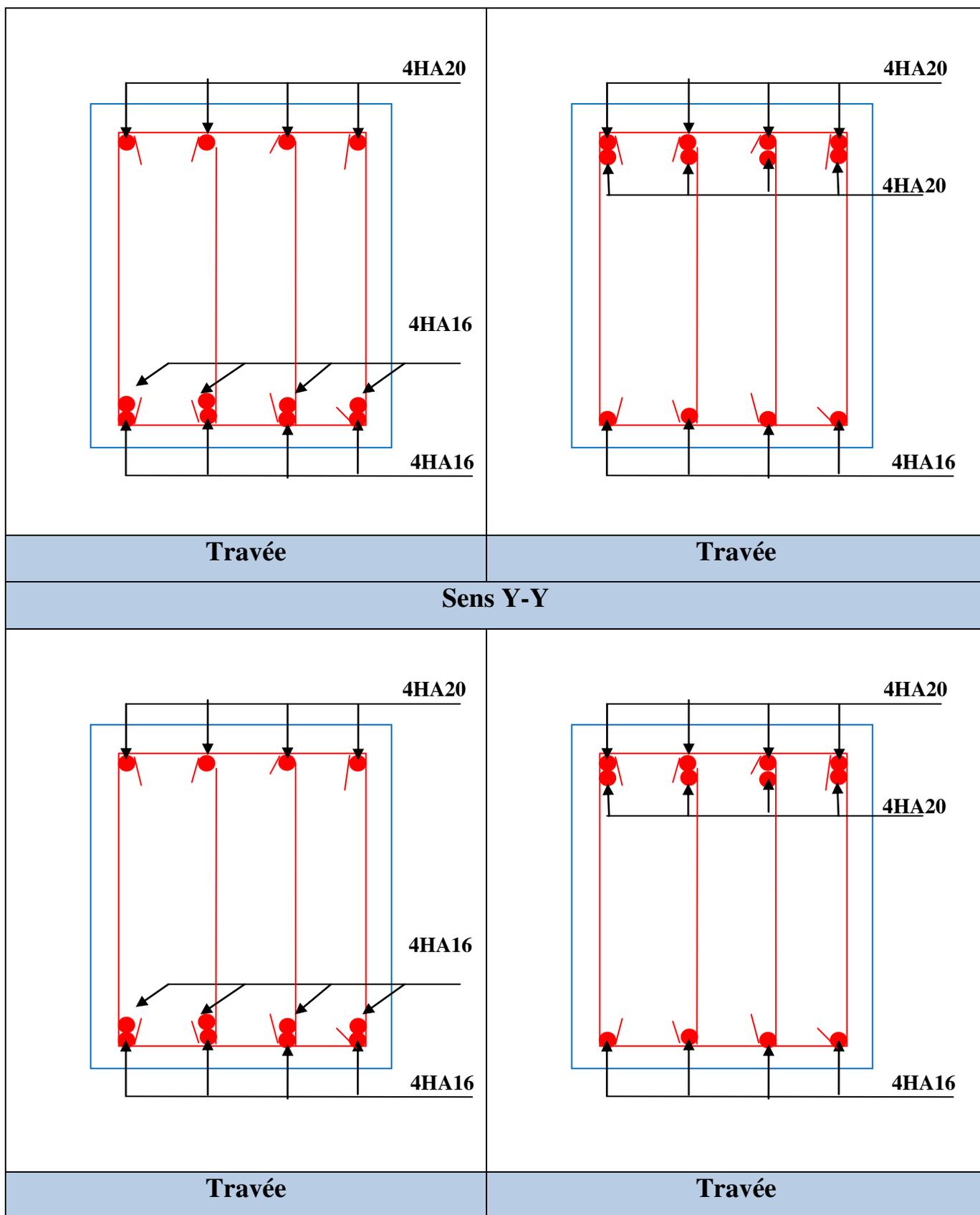
• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t\right) = \min(31.42 ; 60 ; 16) = 16mm \quad \text{Soit : } \phi_t = 10mm.$$

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 ; \phi_{tmin}\right) \Rightarrow S_t = \min(27,5 ; 12 ; 12) = 12cm \quad \text{Soit : } S_t = 10cm.$$

Tableau VI.7.Ferraillage de la poutre de rigidité



VI .5. Etude des fondations du Bloc2 :

Le choix de fondation.

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{calculée} = N_{total} / \bar{\sigma}_{sol} = 19.945 / 0.18 = 110.80 \text{ m}^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 274.05 \text{ m}^2$.

On voit bien que $S_{cat} = 40.4\% S_{bat}$.

VI .5.1. Les semelles filantes :

VI .5.1.1 Dimensionnement :

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante : Une selon x-x'. Les autres semelles seront calculées de la même manière.

1- Selon X-X' :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

On raisonne sur la résultante R des efforts ramenés par les poteaux

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

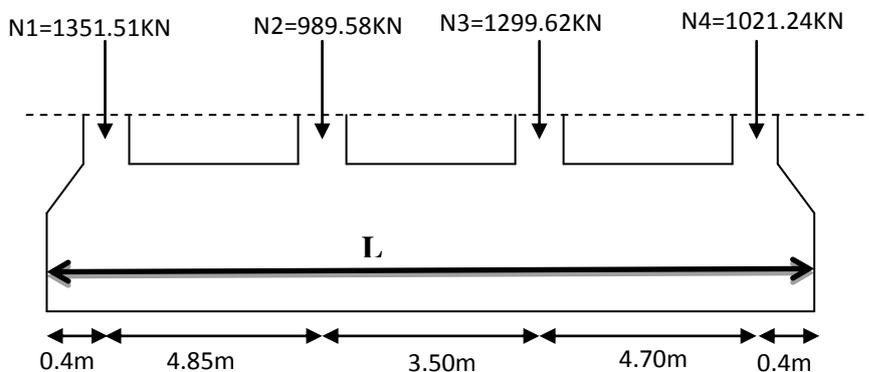


Fig. VI.5 : Semelle filante selon X-X

$$\sum N_i = 4661.95 \text{ KN}$$

$$L = 13.85 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } R = \sum N_i = 4661.95 \text{ KN}$$

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{4.66195}{0.18 \times 13.85} = 1.87 \text{ m}$$

On opte pour $B = 2 \text{ m}$.

VI .5.1.2. Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{2-0.6}{4} = 0.35 \text{ m}$$

On opte pour $h = 50 \text{ cm}$.

VI .5.1.3. Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.6 + 0.6 + 2 \times 0.5) \times 2 = 4.4 \text{ m}$$

$$0.045 \times 4.4 \times 0.5 \times 16.2 = 1603.8 \text{ KN} < 4661.95 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

VI .5.1.4. Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M : Moment sismique à la base

Sens x - x' :

A L'ELU :

$$Nu = 4661.95 \text{ KN.} \quad M = 1978.24 \text{ KN.m} ; Lx = 13.85 \text{ m} .$$

$$e = 0.424$$

$$\sigma_{\max} = 199.49 \text{ Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 137.39 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = 184.01 \text{ Kpa} > \sigma_{sol} = 180 \text{ Kpa} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

On augmente la largeur de la semelle ;

$$\text{Soit : } B=3\text{m} ; h=65\text{cm} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 0,18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Mais, vus l'entre axes existant entre les portiques (3.85m), nous donne une distance libre de 85cm seulement entre deux semelles, c'est pour cette raison qu'on opte pour l'utilisation d'un radier générale sans débord. De même, puisque ce 2^{ème} Bloc est moins défavorable que le Bloc 1 (dimension et chargement), nous ferrailurons son radier de la même façon que le radier calculé pour le Bloc1.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin d'études consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation composé de (R+8+sous Sol). Ce bâtiment présente la particularité de reposer sur un niveau de fondations différentes, ce qui a nécessité de prévoir un voile adossé pour maintenir en place les poussées des terres.

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement proche de la réalité ;
- La disposition des voiles est très importante pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et ça en tenant en compte de l'interaction voiles-portiques;
- La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations, elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables ;
- Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure sont satisfaits, donc le facteur économique est respecté ;
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée ;
- Après l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum de RPA et cela est dû au surdimensionnement de ces dernières et à l'existence des voiles et aussi par les exigences du l'RPA qui valorise la sécurité par rapport à l'économie ;
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoi que nous avons un sol qui a une contrainte de 2 bar. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit a opté pour des fondations sur radier qui peuvent assurer la stabilité de notre structure.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer

suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- ❖ respect de réglementation parasismique.
- ❖ conception architecturale parasismique.
- ❖ mise en œuvre appropriée de la conception de la structure.

Annexe I :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe III :
Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

**Annexe IV :
Table de PIGEAUD**

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.5$

	$\frac{u/Lx}{v/Ly}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	Valeur de M_1	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101
0.1		0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
0.2		0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
0.3		0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
0.4		0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
0.5		0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
0.6		0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
0.7		0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
0.8		0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
0.9		0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0		0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048
Valeur de M_2	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009

Bibliographie

- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- D.T.R. BC 2.33.1 « Méthodes de calcul des fondations superficielles ».
- Rapport du sol.
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'étude.

liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

Q_{pu} : charge limite de pointe.

Q_{Su} : Charge limite de frottement latérale.

C : *cohesion du sol.*

γ: poids volumique

. N_C, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).