

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A/Mira de Bejaia  
Faculté de technologie  
Département de Génie Civil

# Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil

Option : *Matériaux et structures*



## Thème

*Etude d'un bâtiment (R+10+ Entre Sol+soupenste)*

**Réalisé par:**

M<sup>elle</sup>. Zebiri Meriem

**Encadré par:**

M<sup>r</sup> BOUROUBA

**Jury :**

M<sup>elle</sup>.MEZIANI

M<sup>r</sup>. OURABAH

Promotion 2012-2013



# Remerciement

**Avant tous, je remercie ALLAH le tout puissant pour m'avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.**

**Je tiens à remercier ma famille pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études. Sans oublier mon promoteur M<sup>r</sup> BOUROUBA de m'avoir encadré.**

**Je tiens à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation. En particulier les membres de jury M<sup>elle</sup>. MEZIANI et Mr. OURABAH qui ont accepté à juger notre travail.**

**En fin, tous nos amis, amies et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.**



# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mon très cher père que j'aime beaucoup.*

*Biba qui a tant donné pour me voir réussir*

*Mes frères et sœurs adorée Darren, Danny, Assia et Khalida .*

*Mes copines (Sabrina ,lynda, Kahina , Souad , Maya, Naima).*

*Tous les étudiants(es) de génie civil.*

*et tous ce qui me sont chères*

# SOMMAIRE

## **Introduction générale**

### **Chapitre I : Généralités**

<b>I.1.</b> Présentation du projet.....	2
<b>I.2.</b> Caractéristique de la structure.....	2
<b>I.3.</b> Règlements et normes utilisés.....	3
<b>I.4.</b> Etats Limites.....	4
<b>I.5.</b> Actions et sollicitations.....	5
<b>I.6.</b> Caractéristiques des matériaux.....	7
<b>I.7.</b> Hypothèses de calcul.....	14

### **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments**

<b>II.1.</b> Introduction.....	16
<b>II.2.</b> Pré dimensionnement des éléments .....	16
<b>II.2.1</b> Les Poutres .....	16
<b>II.2.2.</b> Les planchers .....	18
<b>II.2.3</b> Les poutrelles .....	18
<b>II.2.4</b> Les voiles.....	19
<b>II.2.5</b> Dalles pleines .....	20
<b>II.2.6</b> Les poteaux.....	21
<b>II.2.7</b> Acrotère.....	22
<b>II.2.8</b> Les escaliers.....	23

<b>II.2.9</b> Dimension de la dalle de l'ascenseur .....	27
<b>II.2.10</b> Dimension des poutres de chainages .....	28
<b>II.3.</b> Evaluation des charges et surcharges.....	29
<b>II.4.</b> Descente de charge.....	31
<b>II.5.</b> Conclusion.....	39

### **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

<b>III.1.</b> Calcul des planchers .....	41
<b>III.2.</b> dalles pleines.....	72
<b>III.3.</b> calcul de l'acrotère.....	86
<b>III.4.</b> l'étude de l'ascenseur.....	97
<b>III.5.</b> calcul des poutres de chainage.....	106
<b>III.6.</b> étude des escaliers.....	111

### **Chapitre IV : Etude au séisme**

<b>IV.1.</b> Introduction.....	121
<b>IV.2.</b> Objectifs et exigences.....	121
<b>IV.3.</b> Méthode de calcul.....	121
<b>IV.4.</b> Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes .....	126
<b>IV.5.</b> Interpolation des résultats de l'analyse dynamique ..	126
<b>IV.6.</b> Conclusion.....	134

### **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

<b>V.1</b> .Etude des poteaux.....	135
<b>V.2.</b> Etude des poutres.....	146
<b>V.3.</b> Etude des voiles.....	155

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

<b>VI.1.</b> Choix de type des fondations .....	163
<b>VI.2.</b> Combinaisons d'actions à considérer .....	163
<b>VI.3.</b> Calcul de la surface des fondations.....	163
<b>VI.4.</b> Les vérifications nécessaires.....	165
<b>VI.5.</b> Ferraillage du radier .....	167
<b>VI.6.</b> Les nervures .....	171
<b>VI.7.</b> Voile périphérique .....	177
Conclusion.....	182

Bibliographie

Annexes

# INTRODUCTION

## **Introduction :**

L'Algérie est parmi les pays qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste à étudier un bâtiment R+10+entre-sol+soupende contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction, dont la procédure est faite comme suite :

Connaître la qualité du sol en place du site d'implantation de notre ouvrage et donc connaître la contrainte et capacité portante du sol.

Le premier chapitre nous a donné les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires (les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère) qui ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils sont soumis. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de la structure. Cette dernière a été modélisée par le logiciel SAP 2000. La disposition adoptées des voiles a été faite en respectant les exigences du règlement parasismique algérien. En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.



# CHAPITRE I

**I.1. Présentation du projet :**

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet fin d'étude est l'étude d'une construction (R+10 + un Entresol + une Soupente) bi-fonctionnelle qui regroupe commerces et logements d'habitation, ayant une forme irrégulière en plan, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du RPA99 addenda 2003 (article 3.2).

L'ouvrage sera implanté à Bejaia (IghilOuazzoug), qu'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA 99 addenda 2003.

**I.2 .Caractéristiques de la structure :****I.2.1 .Caractéristiques géométrique :**

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Largeur en plan .....26.19m
- ✓ Longueur en plan.....11.95 m
- ✓ Hauteur du RDC .....3.74 m
- ✓ Hauteur du Entre-sol.....3.06m
- ✓ Hauteur 1ere étage et courant ..... 3.06 m
- ✓ Hauteur totale.....42.96m.

**I.2.2 .Données du site :**

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version 2003.
- ❖ Le site est considéré comme ferme (S 3).
- ❖ Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 0.983$  bars
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : D=1.50m.

**I.2.3.Les planchers:**

Toute les planchers sont en corps creux (20+5) .

**I.2.4.Les escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre.  
On a en gros 2 type d'escalier qui est réalisé en béton arme coulé sur place.

**I.2.5.Les maçonneries :**

Les murs extérieures : ils sont réalisés en brique creuse à double parois séparées par une lame d'aire de 5cm pour l'isolation thermique et acoustique.

**I.2.6.L'acrotère :**

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

Dans notre projet on a 2 type d'acrotère sur le plancher terrasse inaccessible et accessible.

**I.2.7.Les balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

**I.2.8 .Choix du contreventement :**

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003).répondant aux conditions de l'article 4-b du RPA99, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction 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.

**I.3.Règlements et normes utilisés :**

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA99 /version 2003. (Règles Parasismiques Algériennes).
- ✓ BAEL91/modifiées 99. (Eyrolles troisième tirage 1997).
- ✓ CBA93. (Code du béton armé).
- ✓ DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ✓ DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).

**I.4. Etats Limites : [2]****I.4.1. Définition:**

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui qui satisfait strictement aux Conditions prévues sous l'effet des actions (force, moment ou couples) qui agissent sur la Structure ou l'un de ses éléments.

Les conditions sont : la stabilité, la résistance, la durabilité, les déformations (flèches) non nuisibles pour satisfaire les fonctions techniques d'utilisation des structures et leur confort.

**I.4.2. États limite ultimes (ELU) :**

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue:

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement, pas de glissement).
- ❖ Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture par écrasement ou par allongement excessif).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme (pas d'instabilité).

**I.4.3 Etats limite de service (ELS) :**

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- ❖ Etat limite de compression du béton.
- ❖ Etat limite d'ouverture des fissures (durabilité des ouvrages).
- ❖ Etat limite de déformation (flèche maximale).

**I.5.Actions et sollicitations :[2]****I.5.1 les actions :****I.5.1.1 Définitions :**

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

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

**I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :****➤ Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

**➤ Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

**➤ Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

**I.5.1.3. Valeurs de calcul des actions :**

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

**a. Combinaison d'action à l'ELU :**➤ **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**b. Combinaison d'action à l'ELS :**

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

$\psi_{0i} = 0,6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorable.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**c. combinaisons de calcul :**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables :  $ELU: 1,35G+1,5Q$   
 $ELS :G+Q$
- Situations accidentelles :  $G+Q+E$

$0,8G+E$

**I.5.2 Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

**I.6. Caractéristique des matériaux :[2] ;[3]****I.6.1 Le béton :****I.6.1.1 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.6.1.2 Composition du béton:**

Le dosage des constituants d'un béton courant est :

- $350\text{kg/m}^3$  —————> ciment (C.P.A325).
- $174\text{kg/m}^3$  —————> sable ( $\phi < 5\text{mm}$ ).
- $366\text{kg/m}^3$  —————> gravier ( $\phi < 25\text{mm}$ ).
- $140\text{kg/m}^3$  —————> eau de gâchage.

### I.6.1.3 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  $f_{cj}$ .

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

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

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

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

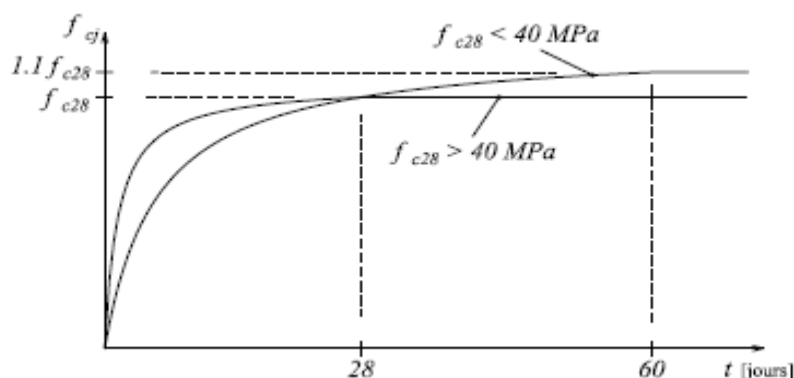


Figure I.2: Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$ . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25$  MPa.



**b. Résistance à la traction  $f_{ij}$  :**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{ij}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06fc_j \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

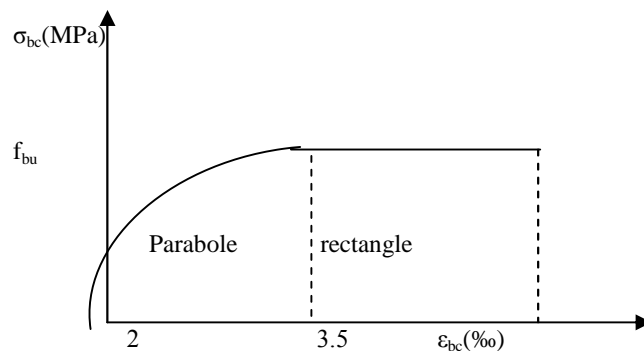
$$f_{ij} = 0,275 fc_j \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

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

**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 :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



**Figure I.3 : Diagramme des contraintes du béton**

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.  $\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$  pour :  $\gamma_b = 1,5$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa pour } \gamma_b = 1,15$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

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

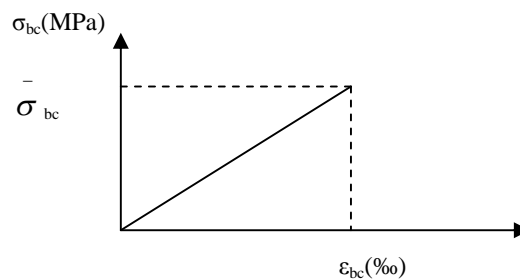
Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  donc :

$$\tau_{Adm} = 3,33 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = 2,5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

**C.2 Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité



**Figure I.4 : Diagramme des contraintes limite du béton**

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

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

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

**D.déformation longitudinale du béton:**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$

➤ **Le module de déformation longitudinale instantané:**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

➤ **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

➤ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

$E$  : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

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

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

$\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_L$ : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

### I.6.2 L'acier :

#### a. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s=200\ 000$  MPa.

#### b. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

#### Principales armatures utilisés

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

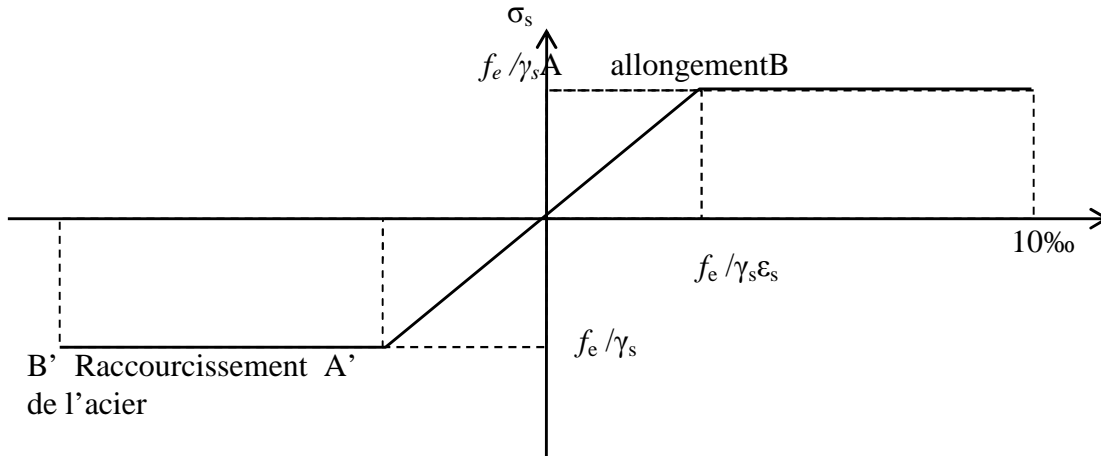
**Tableau I.1 :  $f_e$  en fonction du type d'acier.**

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

**c. Contrainte limite :**

➤ **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant



**Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation de l'acier**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ tel que } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \dots \text{Pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \dots \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

Avec :  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{En situation durable.}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{En situation accidentelle.}$$

➤ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible .
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}} )$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}} )$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL)}$$

$$\eta = 1,65 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).}$$

## I.7 Hypothèses de calcul : [2] ; [3]

### I.7.1 Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ( $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ ),  $\eta$ : est appelé coefficient d'équivalence.

### I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- 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 raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

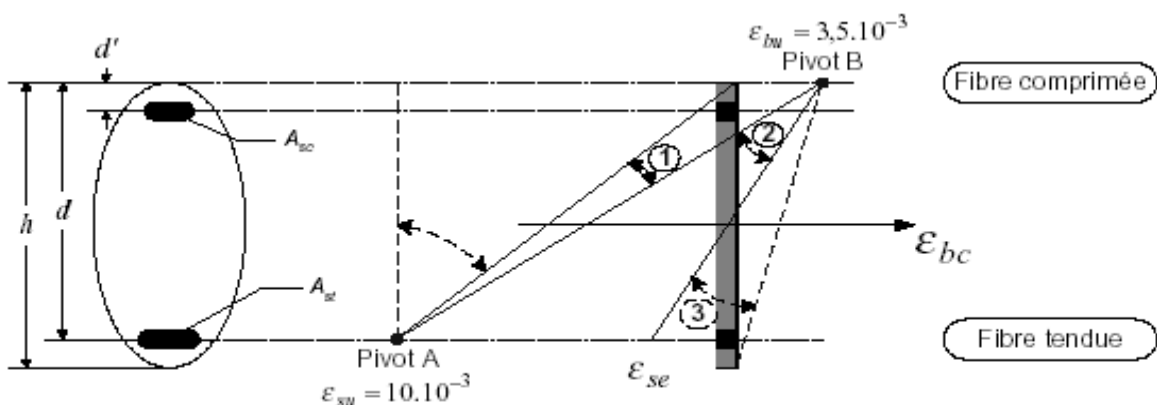


Figure I.6 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

**A** : correspond à un allongement de  $10 \times 10^{-3}$  de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

**B** : correspond à un raccourcissement de  $3.5 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre la plus comprimée.

**C** : correspond à un raccourcissement de  $2 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre située à 3/7h de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa.
- ✓ La résistance à la traction  $f_{t28} = 2.1$  Mpa.
- ✓  $E_{vj} = 10818.865$  Mpa.
- ✓  $E_{ij} = 3216.20$  Mpa.
- ✓  $f_c = 400$  MPa.

# CHAPITRE II



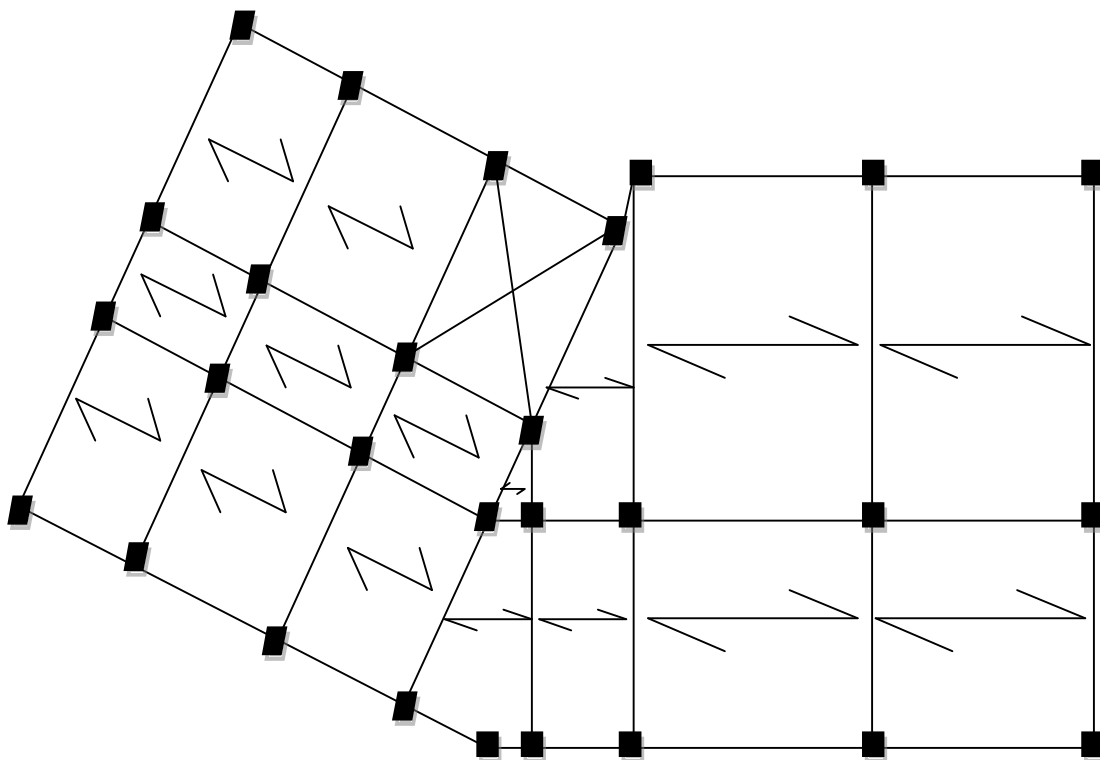
## II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements *BAEL91, RPA99 addenda 2003 et le CBA93*.

Dans ce qui suit un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux est présenté.

## II.2.PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :



**FigII .1 : PLAN DE LA DISPOSITION DES POUTRELLES**

### II.2.1 Les Poutres :

#### a. Les poutres principales (P.P):

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du *CBA 93* suivante :

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

$L$  : distance maximale entre nu d'appuis ( $L = 635 - 40 = 595\text{cm}$ )

$h$  : hauteur de la poutre.

$$39.67\text{cm} \leq h \leq 59.5\text{cm}$$

Soit :  $h = 40\text{cm}$  et  $b = 30\text{cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99addenda2003 (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

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

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

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \quad \text{vérifiée.}$$

### **b-Les poutres secondaires :**

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont près dimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

Dans ce sens  $L = 490 - 30 = 460\text{cm}$

Soit  $30.67\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm}$

Soit :  $h = 35\text{cm}$  et  $b = 30\text{cm}$

❖ Vérifications selon RPA 99 :

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

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

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \quad \text{vérifiée.}$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

**Poutre principales :  $b \times h = (40, 30)\text{cm}^2$**

**Poutres secondaires :  $b \times h = (35, 30)\text{cm}^2$**

### II.2.2. Les planchers :

#### Plancher corps creux :

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée tel que:  $Q \leq \min(2G, 5 \text{ kn/m}^2)$ . Il est composé de poutrelles, de l'hourdis et de la dalle de compression.

#### \_ Plancher d'étages courants et terrasse :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \text{ CBA 93 (Article B.6.8.4.2.4)}$$

$L_{\max}$  : La distance maximale entre nœuds d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 490 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 460 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{460}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 20.44 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 25 \text{ cm}$ , 20 cm pour le corps creux et 05 cm pour la dalle de compression.

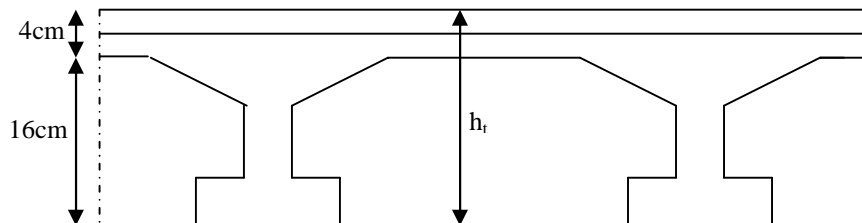


Fig II.2 Les planchers.

### II.2.3 Les poutrelles :

Ce sont des éléments préfabriqués en béton ou coulé sur place armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- *Critère de la plus petite portée* : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

**Pré dimensionnement**

$h_t$ : Hauteur du plancher ( $h_t = 25\text{cm}$ ).

$h_0$ : Hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 5\text{cm}$ ).

$b_0$ : Largeur de la nervure.

Tel que :  $b_0 = (0.4\text{à}0.6)h_t$

$b_0 = (0.4\text{à}0.6)25 \Rightarrow b_0 = (10\text{à}15)\text{cm}$

On opte pour :  **$b_0 = 10\text{cm}$** .

**$b$**  : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{(b-b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \text{CBA93(art. A.4.1.3)}$$

$L_x$ : distance entre nus d'appuis de deux poutrelles.

$L_x = l - b_0 \Rightarrow 65 - 10 = 55\text{cm}$

$L_y$ : distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$L_y = 340 - 30 = 310\text{cm}$ .

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{55}{2}; \frac{310}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65\text{cm}$$

On opte pour :  **$b=65\text{cm}$** .

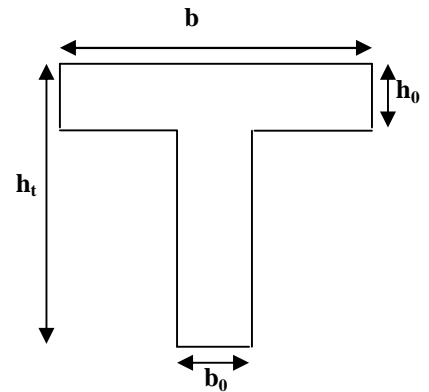


Figure II.3 :Schéma poutrelle

**II.2.4 Les voiles :**

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right] \\ L \geq 4e \end{cases} \text{RPA99 (art7.7.1)}$$

$h_e$ : la hauteur libre d'étage.

$e$  : l'épaisseur du voile.

$L$  : la largeur du voile.

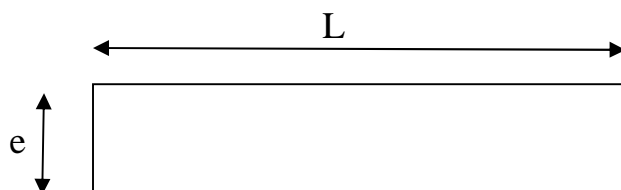


Fig II.4 Vue en plan d'une voile

**RDC** :  $h_e = 3.74 - 0.20 = 3.54\text{m} \Rightarrow e \geq \max[17.7, 15\text{cm}]$

**Etages courants, entresol et sous pente :**

$$h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86m \Leftrightarrow e \geq \max[14.3, 15cm]$$

**D'où :**

$$e \geq 17.7cm \rightarrow L \geq 70.8cm \rightarrow \text{pour RDC.}$$

$$e \geq 14.3cm \rightarrow L \geq 57.2cm \rightarrow \text{pour ETAGE COURANTS, ENTRE SOL ET SOUS PENTE.}$$

Soit **e = 20cm** pour le RDC.

Et **e = 15cm** pour les étages courant, entre solet la sous pente.

### II.2.5 Dalles pleines :

Il s'agit de la dalle de la cage d'escalier, balcon, panneaux comportant la cage d'ascenseur.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

#### a. Résistance au feu

$e \geq 7cm$  pour une heure de coupe feu.

$e \geq 11cm$  pour deux heures de coupe feu.

$e \geq 17.5cm$  pour quatre heures de coupe feu.

#### b. Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

#### c. Résistance a la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur 1 appui :  $e \geq \frac{L_x}{20}$

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

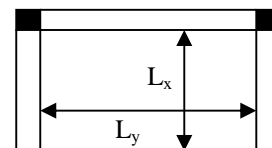
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

#### Dalle sur 3 appuis :

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{avec } l_x = 1.40m$$

$$3.11 \leq e \leq 3.5cm$$

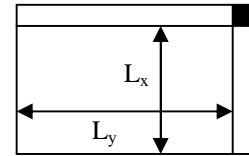


**Fig.II.5 :** Dalle sur 3 appuis

**Dalle sur 2 appuis :**

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{avec } l_x = 1.2m$$

$$3.43 \leq e \leq 4cm$$

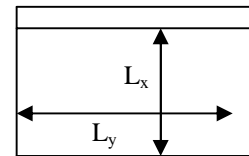


**Fig. II.6 :** Dalle sur 2 appuis

**Dalle sur 1 appui**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \text{avec } l_x = 1.2m$$

$$e \geq 6cm$$



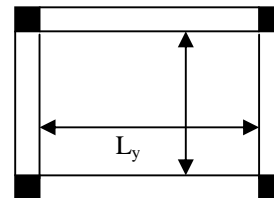
**Fig. II.7 :** Dalle sur 1 appui

**Dalle sur 4 appuis :**

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{avec } l_x = 4.5m$$

$$10 \leq e \leq 11.25cm$$

Finalement l'épaisseur à retenir est : **e = 12cm**



**Fig. II.8 :** Dalle sur 4 appuis

**II.2.6 : Les poteaux :**

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

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

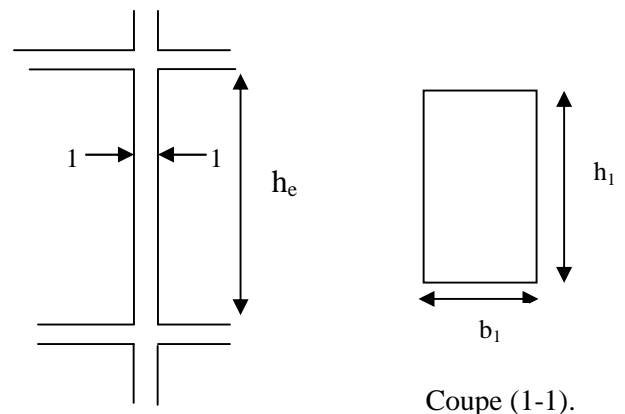
$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

Tel que :

$h_e$ : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.54m$  Pour le RDC.

$h_e = 2.86m$  pour les étages courants, l'entresol et la sous pente.



**Fig.II.9**Hauteur libre d'étage.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :  $b_1 \times h_1 = 35 \times 40 \text{ cm}^2$

### II.2.7 : Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

#### Type01 :

$$S = 0.5 \times 0.1 + (0.1 - 0.05) \times \frac{0.09}{2} + 0.05 \times 0.09$$

$$S = 0.5675 \text{ m}^2$$

**Charge Permanente:**

**Poids propre:**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.5675 \times 1$$

$$G = 1.419 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment :

$$G_c = \gamma_c \times e \times p$$

P: perimeter de l'acrotère.

$$p = 50 + 10 + 9 + 5 + 40 + 10 + (81 + 25)^{1/2} = 134.296 \text{ cm}$$

$$G_c = 18 \times 0.02 \times 1.34296$$

$$G_c = 0.48 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = G_c + G = 1.419 + 0.48$$

$$G_t = 1.899 \text{ KN/ml}$$

**La Surcharge d'exploitation :**  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

#### Type02:

Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Pour notre cas la terrasse est accessible on prend  $H = 110 \text{ cm}$ .

$$S = 15 \times 110 + 3 \times \frac{10}{2} + 7 \times 10 = 0.1735 \text{ m}^2$$

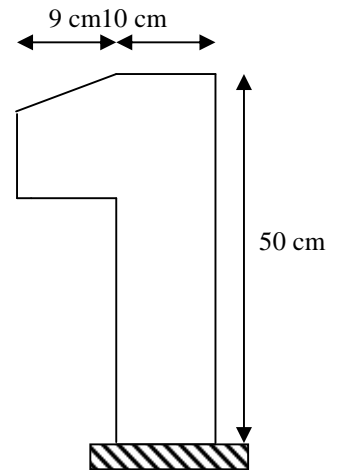
**Charge Permanente:**

**Poids propre:**

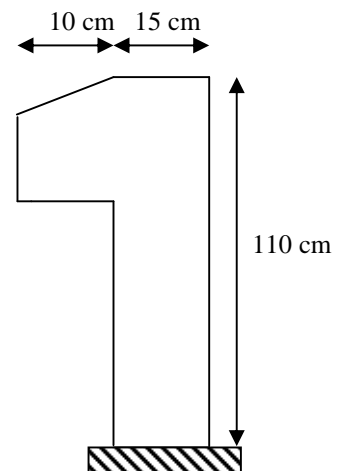
$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.1735 \times 1$$

$$G = 4.3375 \text{ KN/ml}$$



**Fig.II.10 :** Schémas de l'acrotère 01



**Fig.II.11 :** Schémas de l'acrotère 02

Enduit de ciment :

$$G_c = \gamma_c \times e \times p$$

P: perimetre de l'acrotère.

$$p = 110 + 15 + 100 + 10 + 7 + 15 + (100 + 9)^{1/2} = 267.44\text{cm}$$

$$G_c = 18 \times 0.02 \times 2.6744$$

$$G_c = 0.96 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = G_c + G = 4.3375 + 0.96$$

$$G_t = 5.298 \text{ KN/ml}$$

**La Surcharge d'exploitation :**  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

### II.2.8: Les escaliers:

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Les dimensions sont:

- (1) : épaisseur de palier de repos (e).
- (2) : longueur totale de l'escalier (L).
- (3) : Giron (g).
- (4) : Hauteur de la contremarche (h).
- (5) : Hauteur de la vole (H).
- (6) : inclinaison de la paillasse ( $\alpha$ ).
- (7) : emmarchement.

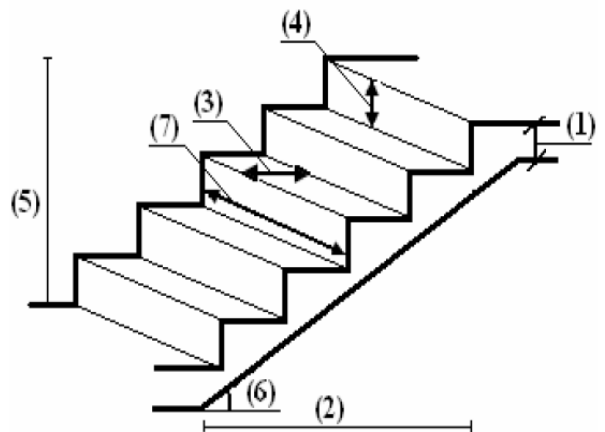


Fig.II.12.Schéma de l'escalier

Dans notre projet on a deux types d'escaliers.

#### **type 01 : (Escalier balancée) :**

Le pré-dimensionnement se fait en respectant la condition de **Blondel**.

$$59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$$

Soit :

n : le nombre de contre marche.

n-1 : le nombre de marche.

Avec :

$$h = \frac{H}{n}$$



$$g = \frac{L}{n - 1}$$

si on pose :  $2h + g = 64\text{cm}$ .

On remplace :

$$\frac{L}{n - 1} + 2 \times \frac{H}{n} = 64$$

$n$  est la solution de l'équation :

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

L'épaisseur de la paille e est donnée par :

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20}$$

$$l = l_{pa} + l_{pr}$$

$l_{pa}$  : longueur de la paille

$l_{pr}$  : longueur de la paille

$$\text{tg}\alpha = \frac{1}{1.7} \Rightarrow \alpha = 30.46^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0.86$$

$$l = \frac{1.7}{\cos\alpha} + 1.4 = 3.38\text{m}$$

$$\frac{338}{30} < e < \frac{338}{20} \Rightarrow 11.26\text{cm} < e < 16.9\text{cm}$$

**Soit  $e = 14\text{cm}$**

• Etage courant :

Pour le volée (1) et (3) on a :

$$L = 170\text{cm} \text{ et } H = 100\text{cm}$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 434n + 200 = 0$$

$$\Rightarrow n = 6 \text{ nombre de contre marche}$$

$$g = \frac{170}{5} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{100}{6} = 17\text{cm}$$

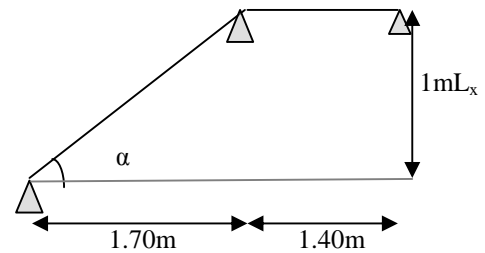
Volée (2) on a :

$$L = 140\text{cm} \text{ et } H = 102\text{cm}$$

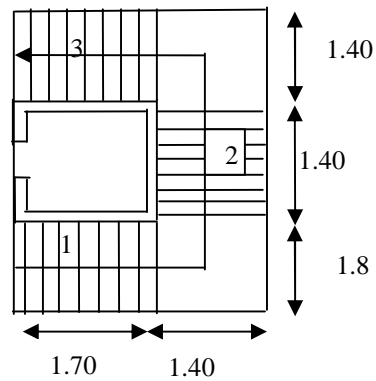
$$g = 34\text{cm} \text{ et } h = 17\text{cm}$$

$$n = 6 \text{ Nombre de contre marche}$$

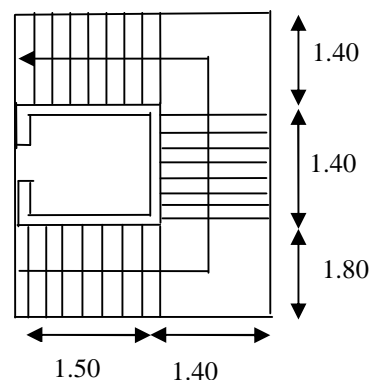
• RDC :



**Fig II.13** : Schéma statique de l'escalier



**Fig.II.14** : Vue en plan de l'escalier d'étage courant



**Fig.II.15** : Vue en plan de l'escalier de RDC

Volée (1) et (3) :

$$L = 150\text{cm et } H = 120\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm et } h = 17\text{cm}$$

n = 7 Nombre de contre marche

Volée (2) :

$$L = 140\text{cm et } H = 134\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm et } h = 17\text{cm}$$

n = 8 nombre de contre marche.

•pour la soupenete et la terrasse accessible :

Volée (1) et (3) :

$$L = 150\text{cm et } H = 100\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm et } h = 17\text{cm}$$

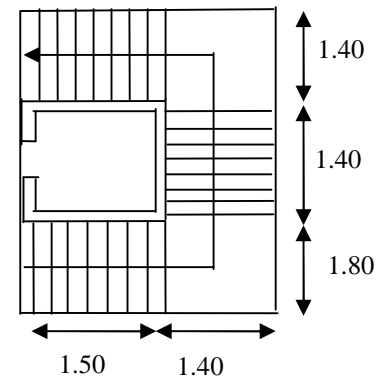
n = 6 nombre de contre marche

Volée (2) :

$$L = 140\text{cm et } H = 102\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm et } h = 17\text{cm}$$

n = 6 nombre de contre marche.



**Fig.II.16 :** Vue en plan de l'escalier de la soupenete et la terrasse

**Type 2 : Escalier d'entresol :**

L'épaisseur de la paillasse e :

$$\text{tg}\alpha = \frac{1}{1.5} \Rightarrow \alpha = 33.69^\circ \Rightarrow \text{cos}\alpha = 0.83$$

$$l = \frac{1.5}{\text{cos}\alpha} + 1.4 = 3.21\text{m}$$

$$\frac{321}{30} < e < \frac{321}{20} \Rightarrow 10.7\text{cm} < e < 16.05\text{cm}$$

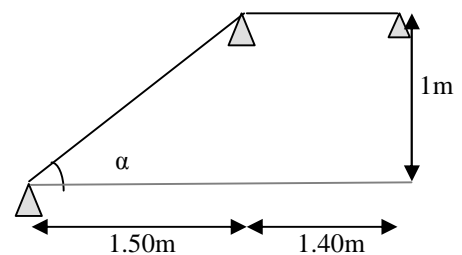
**Soit e = 14cm**

Volée (1) :

$$L = 150\text{cm et } H = 100\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm et } h = 17\text{cm}$$

n = 6 nombre de contre marche



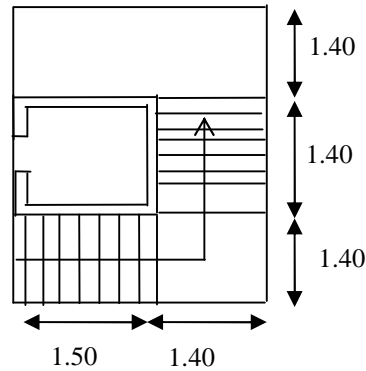
**Fig II.17 :** Schéma statique de l'escalier

Volée (2) :

$$L = 140\text{cm et } H = 102\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm et } h = 17\text{cm}$$

n = 6 nombre de contre marche.



**Fig.II.18** : Vue en plan de l'escalier d'entresol

### Evaluation des charges et surcharge :

#### Charge de la volée étage courant :

• paillasse

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.14}{0.86} = 4.07 \text{kn/m}^2$$

• marche

$$G = \gamma_b \times \frac{h}{2} = \frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125 \text{kn/m}^2$$

• Mortier de pose

$$G = \gamma_m \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{kn/m}^2$$

• Carrelage horizontal

$$G_h = \gamma_c \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{kn/m}^2$$

• Carrelage vertical

$$G_v = \gamma_c \times e \times \frac{h}{g} = 20 \times 0.02 \times \frac{0.17}{0.30} = 0.23 \text{kn/m}^2$$

• Enduit

$$G = \frac{\gamma_{\text{end}} \times e}{\cos \alpha} = \frac{10 \times 0.02}{0.86} = 0.23 \text{kn/m}^2$$

$$\mathbf{G_{\text{volée}} = 7.45 \text{kn/m}^2}$$

**Charge de la volée entre sol :**

- paillasse

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos\alpha} = \frac{25 \times 0.14}{0.83} = 4.22 \text{kn/m}^2$$

- marche

$$G = \gamma_b \times \frac{h}{2} = \frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125 \text{kn/m}^2$$

- Mortier de pose

$$G = \gamma_m \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{kn/m}^2$$

- Carrelage horizontal

$$G_h = \gamma_c \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{kn/m}^2$$

- Carrelage vertical

$$G_v = \gamma_c \times e \times \frac{h}{g} = 20 \times 0.02 \times \frac{0.17}{0.30} = 0.23 \text{kn/m}^2$$

- Enduit

$$G = \frac{\gamma_{\text{end}} \times e}{\cos\alpha} = \frac{10 \times 0.02}{0.83} = 0.24 \text{kn/m}^2$$

$$\mathbf{G_{volée} = 7.615 \text{kn/m}^2}$$

**Charge de palier :**

- palier

$$G = \gamma_b \times e = 25 \times 0.14 = 3.5 \text{kn/m}^2$$

- Mortier de pose

$$G = \gamma_m \times e = 20 \times 0.015 = 0.3 \text{kn/m}^2$$

- Revêtement carrelage

$$G = \gamma_c \times e = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{kn/m}^2$$

- Enduit

$$G = \gamma_e \times e = 14 \times 0.015 = 0.21 \text{kn/m}^2$$

$$\mathbf{G_{palier} = 4.45 \text{kn/m}^2}$$

Surcharge d'exploitation :  $\mathbf{Q = 2.5 \text{kn/m}^2}$

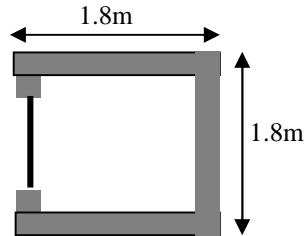
**II.2.9. Dimension de la dalle de l'ascenseur :**

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a  $L_x = 180\text{cm}$ ,  $L_y = 180\text{cm}$

Donc une surface  $S = 1.8 \times 1.8 = 3.24\text{m}^2$

$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{1.8}{20} = 0.09\text{m}$  soit  $e = 20\text{cm}$ .



**Fig II.19** Cage d'ascenseur.

### Evaluation des charges et surcharge :

$G_1 = 25 \times 0.20 = 5\text{KN/m}^2$  Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1\text{KN/m}^2$  Poids du revêtement en béton ( $e=5\text{cm}$ ).

$G' = G_1 + G_2 = 6.1\text{KN/m}^2$ .

$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{3.24} = 31.48\text{KN/m}^2$ . Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 37.58\text{KN/m}^2$ .

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

## II.2.10. Dimension des poutres de chaînages

### 1. Définition

- **Le chaînage horizontal :** Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

**2. Dimensionnement :**  $L_{\max} = 4.70\text{m}$

$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm}$  Condition de flèche (**RPA (Art 9.3.3)**)

$h \geq 15\text{cm}$ ;  $b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm}$  (30 cm est l'épaisseur de mur). On adopte :  $h = 35\text{cm}$  ;  $b = 30\text{cm}$ .

### 3. Evaluation des charges et surcharge :

Poids propre :  $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 \Rightarrow P_p = 2.625\text{KN/m}$

**II.3.Evaluation des charges et surcharges :****II.3.1.Plancher :****a) Terrasse inaccessible (toiture de la cage d'escalier):**

Désignation des éléments	L'épaisseur e(m)	Poids surfacique(kn/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	1.00
Etanchéité multicouche	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.016
Corps creux (20+5)	0.25	3.25
Enduit de plâtre	0.015	0.15
		<b>G=4.536</b>

**Tableau.II.1.**Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

•La charge d'exploitation a prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible correspond a la charge due au personnel d'entretien estimée a : **Q = 1kn/m<sup>2</sup> [DTR B.C.2.2].**

**b) Terrasse accessible :**

Désignation des éléments	L'épaisseur e(m)	Poids surfacique(kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	0.440
Mortier de pose	0.02	0.400
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.120
Isolation thermique	0.04	0.016
Forme de pente	1.5%	2.200
corps creux (20+5)	0.25	3.25
Enduit de plâtre	0.015	0.15
		<b>G=6.576</b>

**Tableau.II.2.**Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible

•La charge d'exploitation a prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée a :

**Q = 1.5kn/m<sup>2</sup> [DTR B.C.2.2].**

**• Etage courant ou commercial :**

Désignation des éléments	L'épaisseur e (m)	Poids surfacique(kn/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	0.100	1.00
Carrelage	0.020	0.44

Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36
corps creux (20+5)	0.250	3.25
Enduit de plâtre	0.015	0.15
		<b>G=5.6</b>

**Tableau.II.3.**Evaluation des charges dans le plancher courant

• La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher courant est estimée à :

$$Q = 1.5 \text{ kn/m}^2 \text{ [DTR B.C.2.2].}$$

• La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à :

$$Q = 5 \text{ kn/m}^2 \text{ [DTR B.C.2.2].}$$

### II.3.2. Les balcons :

Désignation des éléments	L'épaisseur e (m)	Poids surfacique(kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.12	3.00
Enduit en ciment	0.01	0.18
		<b>G=4.38</b>

**Tableau.II.4.**Evaluation des charges des dalles et balcons

La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à :

$$Q = 3.5 \text{ kn/m}^2 \text{ [DTR B.C.2.2].}$$

### II.3.3. Murs extérieurs :

En double parois, ces murs jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

Désignation des éléments	L'épaisseur e (m)	Poids surfacique(kn/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0.02	0.36
Briques creuses	0.10	1.90
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.15	0.30

Enduit de ciment	0.015	0.15
		<b>G = 2.71</b>

**Tableau.II.5.**Evaluation des charges sur les murs extérieurs.

#### II.4.Descente de charges :

La descente de charges est le chemin suivis par les différents 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 et qui a souvent la plus grande surface afférente.

##### II.4.1.La loi de dégression des charges d'exploitation :

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 :

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2 \dots Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 \dots Q_n)$

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage :  $Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $0.8Q$



Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5Q$ , valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

#### II.4.2. Le plan de repérage des poteaux :

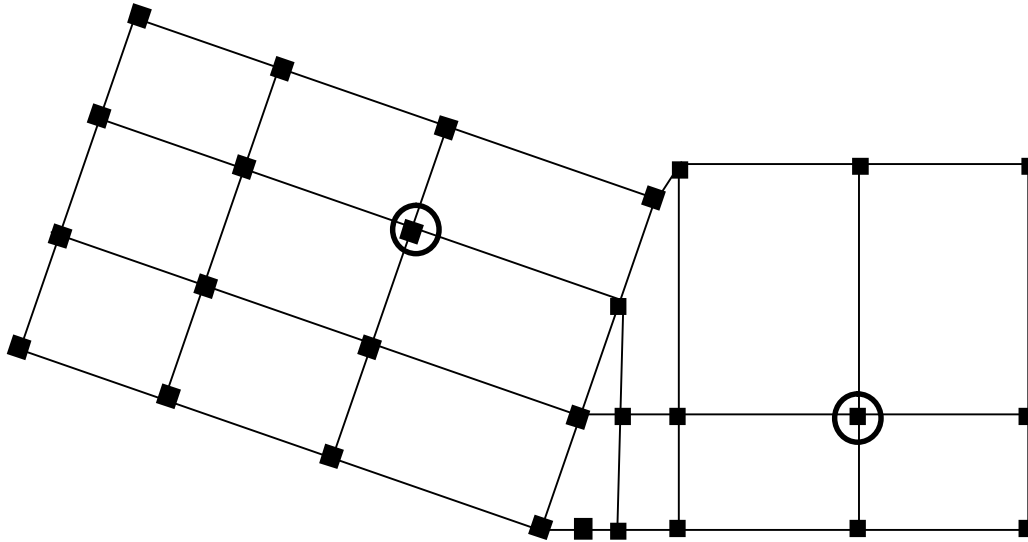


Fig.II.20. Repérage des poteaux

Pour la descente de charge on a choisis un poteau situé au niveau de la cage d'escalier (p1) et un autre central (p2).

On fixe les sections des poteaux comme suit :

RDC, SP, ES :  $60 \times 60 \text{cm}^2$

Etage 01 :  $55 \times 55 \text{cm}^2$

Etage 02 et 03 :  $50 \times 50 \text{cm}^2$

Etage 04 et 05 :  $45 \times 45 \text{cm}^2$

Etage 06, 07 et 08 :  $40 \times 40 \text{cm}^2$

Etage 09 et 10 :  $35 \times 35 \text{cm}^2$

Terrasse :  $30 \times 30 \text{cm}^2$

**La surface afférente pour la charge permanente (G) et la charge d'exploitation (Q).**

#### **1. poids des plancher :**

##### **a. terrasse :**

$$S_G = G \times S = 6.175[(2.15 + 1.725)(2.975 + 2.6)]$$

$$S_G = 133.39 \text{KN}$$

$$S_Q = 1.5 \times 24.58125 = 36.87\text{KN}$$

**b.Plancher courant :**

$$S_G = 5.6 \times 21.6 = 120.96\text{KN}$$

$$S_Q = 36.87\text{KN}$$

**c.Plancher de la soupenne ou entre sol :**

$$S_G = 120.96\text{KN}$$

$$S_Q = 5 \times 24.58125 = 122.90$$

**d.Plancher de RDC :**

$$S_G = 5.6 \times [21.6 - (1.05 \times 1.05)] = 114.786\text{KN}$$

$$S_Q = 5 \times [24.58125 - (1.05 \times 1.05)] = 117.39\text{KN}$$

**2.Poid des poutres :**

$$G_{PP} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times 5.575 = 16.725\text{KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.35 \times 0.3 \times 3.875 = 10.1718\text{KN}$$

$$G_{poutre} = 26.897\text{KN}$$

**3.Poids des poteaux :**

$$G_{pot(1)} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.86 = 6.435\text{KN}$$

$$G_{pot(2,3)} = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 2.86 = 8.759\text{KN}$$

$$G_{pot(4,5,6)} = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 2.86 = 11.44\text{KN}$$

$$G_{pot(7,8)} = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 2.86 = 14.479\text{KN}$$

$$G_{pot(9,10)} = 25 \times 0.5 \times 0.5 \times 2.86 = 17.875\text{KN}$$

$$G_{pot(11)} = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 2.86 = 21.629\text{KN}$$

$$G_{pot(soupenne)} = 25 \times 0.6 \times 0.6 \times 2.86 = 25.74\text{KN}$$

$$G_{pot(RDC)} = 25 \times 0.6 \times 0.6 \times 3.54 = 31.86\text{KN}$$

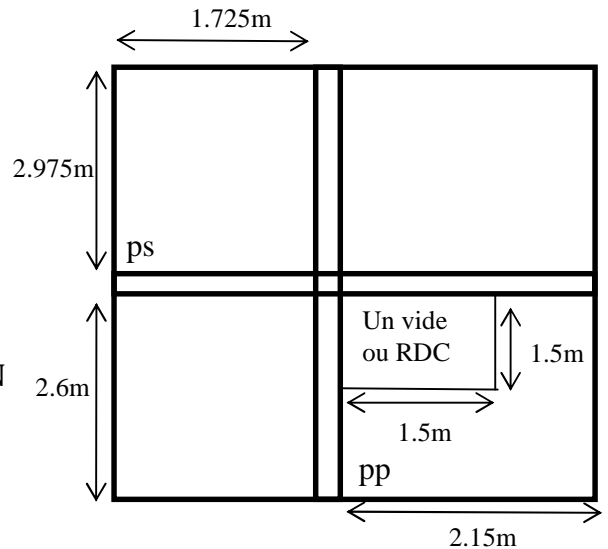
$$G_{pot(entre sol)} = 25 \times 0.6 \times 0.6 \times 2.86 = 25.74\text{KN}$$

❖ **La loi de dégression :**

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

• **Tableau II.6.** Evaluation de la surcharge d'exploitation.

Niveau(N <sub>i</sub> )	Q <sub>i</sub>
N <sub>0</sub>	36.87
N <sub>1</sub>	Q <sub>0</sub> +1×36.87=73.74KN
N <sub>2</sub>	Q <sub>1</sub> +0.9×36.87=106.923KN



**Fig.II.21.** Surface revenant au poteau central

N <sub>3</sub>	$Q_2+0.8\times 36.87=136.419\text{KN}$
N <sub>4</sub>	$Q_3+0.7\times 36.87=394.509\text{KN}$
N <sub>5</sub>	$Q_4+0.6\times 36.87=416.631\text{KN}$
N <sub>6</sub>	$Q_5+0.5\times 36.87=435.066\text{KN}$
N <sub>7</sub>	$Q_6+0.5\times 36.87=453.501\text{KN}$
N <sub>8</sub>	$Q_7+0.5\times 36.87=471.936\text{KN}$
N <sub>9</sub>	$Q_8+0.5\times 36.87=490.371\text{KN}$
N <sub>10</sub>	$Q_9+0.5\times 36.87=508.806\text{KN}$
N <sub>11</sub>	$Q_{10}+0.5\times 36.87=527.241\text{KN}$
N <sub>SP</sub>	$Q_{11}+0.5\times 36.87=545.676\text{KN}$
N <sub>RDC</sub>	$Q_{12}+0.5\times 36.87=564.111\text{KN}$
N <sub>ES</sub>	$Q_{13}+0.5\times 36.87=582.546\text{KN}$

• **Tableau II.7.** Descente de charge pour le poteau :

Niveaux	N	Elément	G(KN)	Q(KN)
NIV <sub>1</sub>	N <sub>1</sub>	Plancher terrasse	133.39	36.87
		Poutre	26.897	/
	N <sub>2</sub>	Revenant de N <sub>1</sub>	160.287	36.87
NIV <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	Pot(2)	8.759	/
		Revenant de N <sub>2</sub>	169.046	36.87
		Plancher étage courant	120.96	36.87
	Poutre	26.897	/	
NIV <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	Revenant de N <sub>3</sub>	316.903	73.74
		Pot(3)	8.759	/
	N <sub>5</sub>	Revenant de N <sub>4</sub>	325.662	73.74
NIV <sub>3</sub>	N <sub>5</sub>	Plancher étage courant	120.96	36.87
		Poutre	26.897	/
	N <sub>6</sub>	Revenant de N <sub>5</sub>	473.519	110.61
NIV <sub>3</sub>	N <sub>6</sub>	Pot(4)	11.44	/
		Revenant de N <sub>6</sub>	484.919	110.61
	N <sub>7</sub>	Plancher étage courant	120.96	36.87
NIV <sub>3</sub>	N <sub>7</sub>	Poutre	26.897	/

NIV <sub>4</sub>	N <sub>8</sub>	Revenant de N <sub>7</sub>	632.776	147.48
		Pot(5)	11.44	/
NIV <sub>5</sub>	N <sub>9</sub>	Revenant de N <sub>8</sub>	644.216	147.48
		Plancher étage courant	120.96	36.87
		Poutre	26.897	/
NIV <sub>6</sub>	N <sub>10</sub>	Revenant de N <sub>9</sub>	792.073	184.35
		Pot(6)	11.44	/
NIV <sub>7</sub>	N <sub>11</sub>	Revenant de N <sub>10</sub>	803.513	184.35
		Plancher étage courant	120.96	36.87
		Poutre	26.897	/
NIV <sub>8</sub>	N <sub>12</sub>	Revenant de N <sub>11</sub>	951.37	221.22
		Pot(7)	14.479	/
NIV <sub>9</sub>	N <sub>13</sub>	Revenant de N <sub>12</sub>	965.849	221.22
		Plancher étage courant	120.96	36.87
		Poutre	26.897	/
NIV <sub>10</sub>	N <sub>14</sub>	Revenant de N <sub>13</sub>	1113.706	258.09
		Pot(8)	14.479	/
NIV <sub>11</sub>	N <sub>15</sub>	Revenant de N <sub>14</sub>	1128.185	258.09
		Plancher étage courant	120.96	36.87
		Poutre	26.897	/
NIV <sub>12</sub>	N <sub>16</sub>	Revenant de N <sub>15</sub>	1276.042	294.96
		Pot(9)	17.875	/
NIV <sub>13</sub>	N <sub>17</sub>	Revenant de N <sub>16</sub>	1293.917	294.96
		Plancher étage courant	120.96	36.87
		Poutre	26.897	/
NIV <sub>14</sub>	N <sub>18</sub>	Revenant de N <sub>17</sub>	1441.1774	331.83
		Pot(10)	17.875	/
NIV <sub>15</sub>	N <sub>19</sub>	Revenant de N <sub>18</sub>	1459.649	331.83
		Plancher étage courant	120.96	36.87
		Poutre	26.897	/
NIV <sub>16</sub>	N <sub>20</sub>	Revenant de N <sub>19</sub>	1607.506	368.7
		Pot(11)	21.629	/
	N <sub>21</sub>	Revenant de N <sub>20</sub>	1629.135	368.7

NIV <sub>11</sub>		Plancher soupente	120.96	122.90
		Poutre	26.897	/
	N <sub>22</sub>	Revenant de N <sub>21</sub>	1776.992	491.6
NIV <sub>12</sub>		Pot(soupente)	25.74	/
	N <sub>23</sub>	Revenant de N <sub>22</sub>	1802.732	491.6
		Plancher RDC	114.786	117.39
		Poutre	26.897	/
	N <sub>24</sub>	Revenant de N <sub>23</sub>	1944.415	608.99
NIV <sub>13</sub>		Pot(RDC)	31.86	/
	N <sub>25</sub>	Revenant de N <sub>24</sub>	1976.27	608.99
		Plancher entre sol	120.96	122.90
		Poutre	26.897	/
	N <sub>26</sub>	Revenant de N <sub>25</sub>	2124.132	731.89
	Pot(entre sol)	25.74	/	
TOTALE			2149.872	731.89

### . II.5.1. vérification :

#### ➤ L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2149.872 + 1.5 \times 731.89 = 4000.1622 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$ .

L'effort normal maximum  $N = \text{KN}$ .

$$\text{Donc } Nu = 1.1 \times 4000.1622 = 4400.178 \text{ KN}.$$

#### ➤ Vérification à la 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

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{4400.178 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.309 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.309m^2$$

On a  $B = 0.60 \times 0.60 = 0.36m^2$

$B = 0.36 \geq 0.309m^2$ . Condition vérifiée.

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

• **Tableau II.8.** vérification de la compression.

Niveaux	Nu	Condition $B \geq B_{calculé}$			Observation
		B section	B	B <sub>calculé</sub>	
Entre sol, RDC et soupenste	4400.178	60×60	0.3600	0.309	vérifiée
1 <sup>er</sup>	3027.62	55×55	0.3025	0.201	vérifiée
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	2715.098	50×50	0.2500	0.181	vérifiée
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	2244.7689	45×45	0.2025	0.149	vérifiée
6,7 et 8 <sup>eme</sup>	1497.394	40×40	0.1600	0.099	vérifiée
9 et 10 <sup>eme</sup>	0605.279	35×35	0.1225	0.040	vérifiée

➤ **Vérification des conditions du RPA :**

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

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_2}{20} \dots\dots\dots(2)$$

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

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

➤ **Vérification au flambement :**

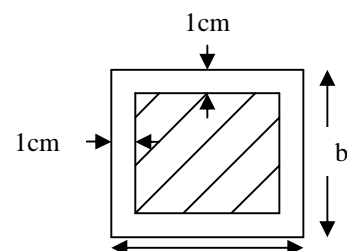
D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

On doit vérifier que l'effort normal ultime :

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

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élancement.

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



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

a

Fig.2.33 : section brute (B<sub>r</sub>)

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton =1.5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

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

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$   $I = \frac{bh^3}{12}$

$A_s \geq 0.8\% Br$  on prend  $A_s = 1\% Br$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{fe}{100\gamma_s} \right]} \text{ BAEL 91(7-4-2)}$$

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

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

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.9.vérification au flambement.

Niveaux	N <sub>u</sub>	Condition	Br ≥ Br <sub>calculé</sub>		Observation
			B section	Br	
Entre sol, RDC et soupente	4400.178	60×60	0.3364	0.248	vérifiée
1 <sup>er</sup>	3027.62	55×55	0.2809	0.171	vérifiée
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	2715.098	50×50	0.2304	0.153	vérifiée
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	2244.7689	45×45	0.1849	0.119	vérifiée
6,7 et 8 <sup>eme</sup>	1497.394	40×40	0.1444	0.086	vérifiée
9 et 10 <sup>eme</sup>	0605.279	35×35	0.1089	0.036	vérifiée

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

➤ **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.10.** vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	N <sub>d</sub> (MN)	B		V	v≤0.3
		B Section	B(m <sup>2</sup> )		
Soupenne entre sol et RDC	4000.162 × 10 <sup>-3</sup>	60 × 60	0.3600	0.44	Non vérifiée
1 <sup>er</sup>	2752.38 × 10 <sup>-3</sup>	55 × 55	0.3025	0.36	Non vérifiée
2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup>	2468.27 × 10 <sup>-3</sup>	50 × 50	0.2500	0.39	Non Vérifiée
4 <sup>em</sup> et 5 <sup>em</sup>	2040.699 × 10 <sup>-3</sup>	45 × 45	0.2025	0.40	Non Vérifiée
6,7 <sup>em</sup> et 8 <sup>em</sup>	1361.267 × 10 <sup>-3</sup>	40 × 40	0.1600	0.34	Non Vérifiée
9 et 10 <sup>eme</sup>	0550.254 × 10 <sup>-3</sup>	35 × 35	0.1225	0.179	Vérifiée

Il y'a donc lieu d'augmenter les sections des poteaux

**Tableau II.11.** Redimensionnement et vérification des poteaux.

Niveau	N <sub>d</sub> (MN)	B		V	v≤0.3
		B Section	B(m <sup>2</sup> )		
Entre sol	4000.162 × 10 <sup>-3</sup>	75 × 75	0.5625	0.28	Vérifiée
RDC	3581.449 × 10 <sup>-3</sup>	70 × 70	0.49	0.29	Vérifiée
Soupenne et 1 <sup>er</sup> étage	3171.088 × 10 <sup>-3</sup>	65 × 65	0.4225	0.3	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	2468.27 × 10 <sup>-3</sup>	60 × 60	0.36	0.27	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	2040.699 × 10 <sup>-3</sup>	55 × 55	0.3025	0.269	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	1747.4205 × 10 <sup>-3</sup>	50 × 50	0.25	0.28	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	1090.9116 × 10 <sup>-3</sup>	45 × 45	0.2025	0.21	Vérifiée
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup>	550.2537 × 10 <sup>-3</sup>	40 × 40	0.16	0.14	Vérifiée

## II.6. Conclusion :

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

- Poutres principales : 30 × 40 cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires : 30 × 35 cm<sup>2</sup>.



- Poteaux Entresol :  $75 \times 75 \text{cm}^2$ .
- Poteaux RDC :  $70 \times 70 \text{cm}^2$ .
- Poteaux Soupente et 1<sup>er</sup> étage :  $65 \times 65 \text{cm}^2$ .
- Poteaux 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> :  $60 \times 60 \text{cm}^2$ .
- Poteaux 4<sup>eme</sup> étage :  $55 \times 55 \text{cm}^2$ .
- Poteaux 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> :  $50 \times 50 \text{cm}^2$ .
- Poteaux 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> :  $45 \times 45 \text{cm}^2$ .
- Poteaux 9<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup> :  $40 \times 40 \text{cm}^2$ .
- Poteaux Terrasse :  $35 \times 35 \text{cm}^2$ .

# CHAPITRE III

### III.1. Calcul des planchers :

#### III.1.1 Introduction:

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- transmission des charges et surcharges.

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 utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée c'est à dire :

$Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ . Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation il possède, aussi car il permet d'avoir un plafond uni.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

#### III.1.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

##### 1. Pré dimensionnement:

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :  
 $h = (20+5) \text{ cm}$ .

##### Détermination de la largeur de la table de compression :

$h$  : Hauteur du plancher = 25 cm.

$b$  : Largeur de la table de compression.

$l_x$  : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

$l_y$  : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à  $l_x$ .

$$b_0 = (0.4;0.6) \times h = (9.6;14.4) \text{ cm}$$

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{310}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5; 31)$$

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

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

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

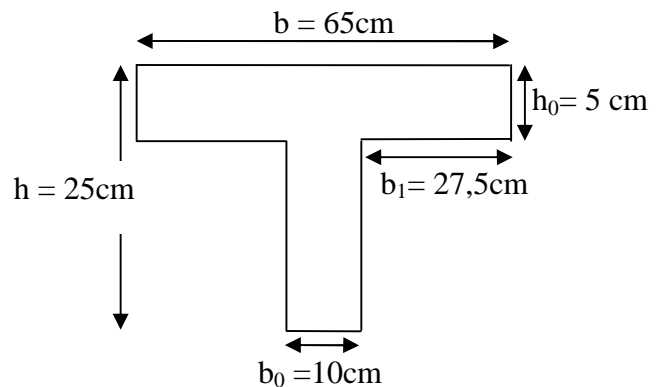


Figure III.1. : Schéma d'une poutrelle

**2. Les Différents types de poutrelles :**

On 4 types de poutrelles.

Tableau III.1 : Les Types de poutrelles

Type	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>eme</sup> type	
3 <sup>eme</sup> type	
4 <sup>eme</sup> type terrasse inaccessible	

❖ **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

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

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

- **Plancher terrasse inaccessible :**  $G = 4.536 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$p_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 4.536 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 4.95 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (G + Q) \times 0.65 = (4.536 + 1) \times 0.65 = 3.598 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher terrasse accessible** :  $G = 6.576 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$   
 $p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6.576 + 1,5 \times 1.5) \times 0,65 = 7.23 \text{ KN/ml}$   
 $p_s = (G + Q) \times 0,65 = (6.576 + 1.5) \times 0,65 = 5.25 \text{ KN/ml}$
- **Plancher étage courant** :  $G = 5,6 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$   
 $p_u = (1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,38 \text{ KN/ml}$   
 $p_s = (5,6 + 1,5) \times 0,65 = 4,615 \text{ KN/ml}$
- **Plancher RDC, soupente et entre sol** :  $G = 5,6 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$   
 $p_u = (1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = 9.789 \text{ KN/ml}$   
 $p_s = (5,6 + 5) \times 0,65 = 6.89 \text{ KN/ml}$

❖ **Combinaison d'action et calcul des charges :**

**Tableau III.2 : combinaison d'action.**

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$P_u$ (KN/ml)	$q_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$P_s$ (KN/ml)
Terrasse inaccessible	4.536	1.0	07.61	4.95	05.53	3.598
Terrasse accessible	6.576	1.5	11.12	7.23	8.07	5.25
Plancher Etage courant	5.600	1.5	09.81	6.38	07.1	4.615
RDC, sous pente et entre sol	5.600	5.0	15.06	9,789	10.60	6.89

**3. Calcul des sollicitations :**

➤ **Méthodes de calcul :**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues.

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- méthode de caquot

**a. Méthode forfaitaire :**

❖ **Conditions d'application :**

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable quasi les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- 1- Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ .
- 2- Le rapport des portées successives ( $L_i / L_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25.

- 3- Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
- 4- La fissuration est peu nuisible.

**a. Exposée de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  avec  $\alpha$  : Coefficient qui traduit l'importance de la

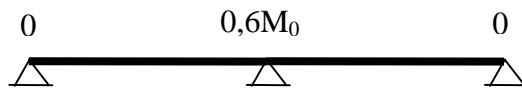
surcharge Q par rapport a l'ensemble des charge.

o **Moments sur appuis :**

- **Appuis de rive** : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciens de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à  $(-0,15M_0)$ .

- **Appuis intermédiaires :**

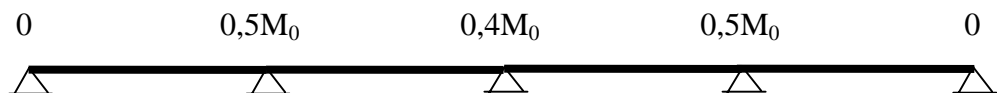
**Poutres à deux travées :**



$$M_a = -0.6M_0$$

Avec  $M_0 = \max(M_{01}, M_{02})$ .

**Poutres à plus de deux travées :**



-Pour les appuis voisins de rives  $M_a = -0.5M_0$ .

-Pour les autres appuis intermédiaires  $M_a = -0.4M_0$ .

Tel que  $M_0$  : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_{0i} = \frac{q \cdot L_i^2}{8}$$

o **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

$M_t$  : est le maximum entre (1) et (2).

• **Evaluation des efforts tranchant :**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement ou par la méthode de RDM.

-Forfaitairement : en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

**b. Méthode de CAQUOT MINOREE :**

❖ **Conditions d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

❖ **Principe de la méthode :**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

○ **Moment en appuis :**

$$M_i = \frac{q'_g L'_g{}^3 + q'_d L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$$

Tel que :

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

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

o **Moment en travée :**

$$M(X) = M_0(X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{qX}{2}(L - X)M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -qX + q \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{qL}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

o **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{dM}{dX} = q \frac{L}{2} - qX - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

**5- Exemples de calcul :**

Etude d'une poutrelle à 4 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

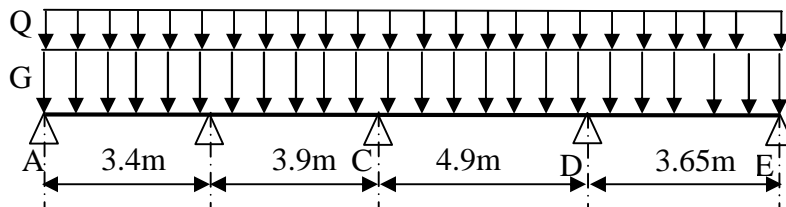


Figure III.2 : schéma statique d'une poutrelle type 1

❖ **Pour le plancher terrasse :**

**a-Choix de la méthode de calcul**

La condition du rapport entre deux travées successives  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$  n'est pas vérifiée,

donc on utilise la méthode de Caquot minorée

**b. calcul des sollicitations :**

$$G' = \frac{2G}{3} = \frac{2 \times 6.576}{3} = 4.384$$

$$\text{À l'ELU : } p'_u = 5.31 \text{ KN / m}$$



À l'ELS :  $p'_s = 3.82 \text{ KN} / \text{m}$

$P'_u$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

$P'_s$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

#### ▪ Moment en appuis

Calcul des longueurs fictives

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

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.4\text{m}$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3.9 = 3.12\text{m}$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 4.9 = 3.92\text{m}$$

$$L'_{DE} = L_{DE} \Rightarrow L'_{DE} = 3.65\text{m}$$

Calcul des moments aux appuis

#### A l'ELU

$$M_A = M_E = 0.$$

$$M_B = \frac{5.31 \times (3.4^3 + 3.12^3)}{8.5 \times (3.4 + 3.12)} \Rightarrow M_B = -6.68 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{5.31 \times (3.12^3 + 3.92^3)}{8.5 \times (3.12 + 3.92)} \Rightarrow M_C = -8.04 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{5.31 \times (3.92^3 + 3.65^3)}{8.5 \times (3.92 + 3.65)} \Rightarrow M_D = -8.98 \text{ kn.m}$$

#### A l'ELS

$$M_A = M_E = 0.$$

$$M_B = \frac{3.82 \times (3.4^3 + 3.12^3)}{8.5 \times (3.4 + 3.12)} \Rightarrow M_B = -4.81 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{3.82 \times (3.12^3 + 3.92^3)}{8.5 \times (3.12 + 3.92)} \Rightarrow M_C = -5.79 \text{ KN.m}$$

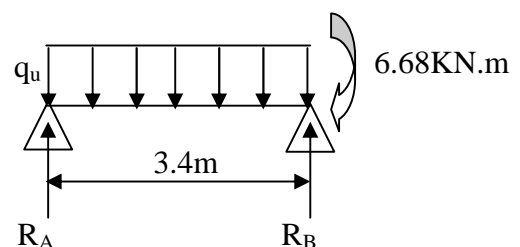
$$M_D = \frac{3.82 \times (3.92^3 + 3.65^3)}{8.5 \times (3.92 + 3.65)} \Rightarrow M_D = -6.47 \text{ KN.m}$$

#### ▪ Moments aux travées

##### Travée AB

##### A l'ELU

Calcul des réactions aux appuis :



$$R_A + R_B = p_U \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 7.23 \times 3.4 = 24.582 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.4R_A - 7.23 \times \frac{3.4^2}{2} + 6.68 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 10.32 \text{ KN} \\ R_B = 14.25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 7.23 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 7.23 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 7.23x$$

$$V(x=0) = 10.33 \text{ KN}$$

$$V(x=3.4) = -14.25 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{10.33}{7.23} = 1.43 \text{ m}$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=1.43) = 10.19 \text{ KN.m}$$

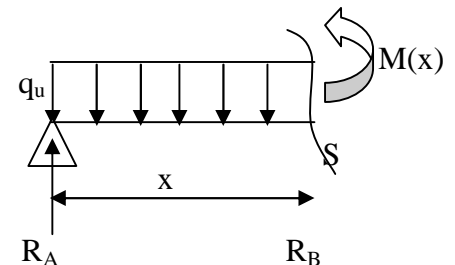
### A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_S \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 5.25 \times 3.4 = 17.85 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.4R_A - 5.25 \times \frac{3.4^2}{2} + 4.8 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 7.51 \text{ KN} \\ R_B = 10.34 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 5.25 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 5.25 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 5.25x$$

$$V(x=0) = 7.51 \text{ KN}$$

$$V(x=3.4) = -10.34 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{7.51}{5.25} = 1.43$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=1.43) = 7.40 \text{ KN.m}$$

### Travée BC

**A ELU**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_B + R_C = p_U \times L_{BC} \Rightarrow R_B + R_C = 7.23 \times 3.9 = 28.197 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.9R_B - 7.23 \times \frac{3.9^2}{2} + 8.04 - 6.68 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 13.75 \text{ KN} \\ R_C = 14.447 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 7.68 - 6.88 \frac{x^2}{2} + 6.38 - 13.08x = 0$$

$$M(x) = 8.04 - 7.23 \frac{x^2}{2} - 6.68 + 13.75x$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 13.75 - 7.23x$$

$$V(x=0) = 13.75 \text{ KN}$$

$$V(x=3.9) = -14.447 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{13.75}{7.23} = 1.90$$

$$M_{BC}^{Max} = M(x=1.90) = 13.74 \text{ KN.m}$$

**A ELS**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_B + R_C = p_U \times L_{BC} \Rightarrow R_B + R_C = 5.25 \times 3.9 = 20.475 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.9R_B - 5.25 \times \frac{3.9^2}{2} + 5.78 - 4.8 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 9.98 \text{ KN} \\ R_C = 10.495 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 5.78 - 5.25 \frac{x^2}{2} - 4.8 - 9.98x = 0$$

$$M(x) = 5.78 - 5.25 \frac{x^2}{2} - 4.8 + 9.98x$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 9.98 - 5.25x$$

$$V(x=0) = 9.98 \text{ KN}$$

$$V(x=3.9) = -10.495 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{9.98}{5.25} = 1.90$$

$$M_{BC}^{Max} = M(x=1.89) = 9.97 \text{ KN.m}$$

### Travée CD

#### A ELU

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_C + R_D = p_U \times L_{CD} \Rightarrow R_C + R_D = 7.23 \times 4.9 = 35.427 \text{ KN}$$

$$\sum M/D = 0 \Rightarrow 4.9R_C - 7.23 \times \frac{4.9^2}{2} + 8.98 - 8.04 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_C = 17.52 \text{ KN} \\ R_D = 17.907 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 8.98 + 7.23 \frac{x^2}{2} + 8.04 - 17.52x = 0$$

$$M(x) = 8.98 - 7.23 \frac{x^2}{2} - 8.04 + 17.52x$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 17.52 - 7.23x$$

$$V(x=0) = 17.52 \text{ KN}$$

$$V(x=4.75) = -17.907 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{17.52}{7.23} = 2.42$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x=2.42) = 21.71 \text{ KN.m}$$

#### A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_C + R_D = p_s \times L_{CD} \Rightarrow R_C + R_D = 5.25 \times 4.9 = 25.725 \text{ KN}$$

$$\sum M/D = 0 \Rightarrow 4.9R_C - 5.25 \times \frac{4.9^2}{2} + 6.46 - 5.78 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_C = 12.72 \text{ KN} \\ R_D = 13.005 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 6.46 + 5.25 \frac{x^2}{2} + 5.78 - 12.72x = 0$$

$$M(x) = 6.46 - 5.25 \frac{x^2}{2} - 5.78 + 12.72x$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 12.72 - 5.25x$$

$$V(x=0) = 12.72 \text{ N}$$

$$V(x=4.75) = -13.005 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{12.72}{5.25} = 2.42$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x=2.42) = 15.75 \text{ KN.m}$$

### Travée DE

#### A ELU

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_D + R_E = p_U \times L_{DE} \Rightarrow R_D + R_E = 7.23 \times 3.65 = 26.389 \text{ KN}$$

$$\sum M/E = 0 \Rightarrow 3.65R_E - 7.23 \times \frac{3.65^2}{2} - 8.98 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_E = 10.73 \text{ KN} \\ R_D = 15.659 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 15.659x + 7.23 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 15.659x - 7.23 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 15.659 - 7.23x$$

$$V(x=0) = 15.659 \text{ KN}$$

$$V(x=3.8) = -10.73 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{15.659}{7.23} = 2.17$$

$$M_{DE}^{Max} = M(x=2.17) = 11.63 \text{ KN.m}$$

**A ELS**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_D + R_E = p_s \times L_{DE} \Rightarrow R_D + R_E = 5.25 \times 3.65 = 19.16 \text{ KN}$$

$$\sum M/E = 0 \Rightarrow 3.65 R_E - 5.25 \times \frac{3.65^2}{2} - 6.46 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_E = 7.81 \text{ KN} \\ R_D = 11.35 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 11.35x + 5.25 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 11.35x - 5.25 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 11.35 - 5.25x$$

$$V(x=0) = 11.35 \text{ KN}$$

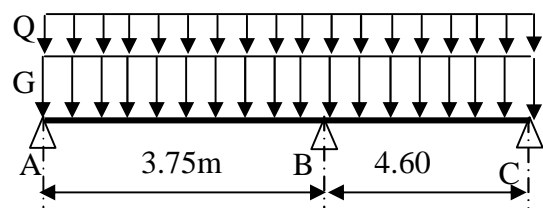
$$V(x=3.8) = -7.81 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{11.35}{5.25} = 2.17$$

$$M_{DE}^{Max} = M(x=2.17) = 8.44 \text{ KN.m}$$

**Exemple de calcul d'une poutrelles type 3 du plancher étage terrasse accessible****Choix de la méthode de calcul**

Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées,



**Figure III.3** : schéma statique d'une poutrelle sur trois appuis

- **Calcul les Momentsisostatique**

**A ELU**

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{p_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 12.71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{p_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 19.13 \text{ KN.m}$$

**A ELS**

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{P_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 9.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{P_S \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 13.88 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments sur les appuis**

*Appuis de rive*

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15M_0$ .

*Appuis intermédiaires*

**A ELU**

$$M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -11.48 \text{ KN.m}$$

**A ELS**

$$M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -8.33 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+6.576} = 0.2$$

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

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

**A ELU**

**Travée AB**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 7.74 \\ M_t^{AB} \geq 9.61 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 9.61 \text{ KN.m}$$

**Travée BA**

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 14.46 \\ M_t^{BC} \geq 12.04 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 14.46 \text{ KN.m}$$

**A ELS**

**Travée AB**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 5.62 \\ M_t^{AB} \geq 8.82 \end{cases} \Rightarrow M_t^{EF} = 8.82 \text{ KN.m}$$

**Travée BC**

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 13.27 \\ M_t^{BC} \geq 8.75 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 13.27 \text{ KN.m}$$

**Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

On calcul  $V_0$  pour chaque travée :  $V_0 = \frac{q \times l}{2}$ .

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{pu \times l}{2} = \frac{7.23 \times 3.75}{2} = 13.56 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \frac{pu \times l}{2} = 15.60 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = 1.15 \frac{pu \times l}{2} = 1.15 \frac{7.23 \times 4.6}{2} = 19.13 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{pu \times l}{2} = 16.64 \text{ KN}$$

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

**Tableau III.4.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (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	3.40	7.23	7.67	2.39	6.68	7.38	10.33	14.26
	BC	3.90	7.23	10.09	6.68	8.04	6.40	13.75	14.45
	CD	4.90	7.23	15.94	8.04	8.98	13.20	17.53	17.91
	DE	3.65	7.23	8.84	8.98	2.39	7.97	15.66	10.74



**Tableau III.5.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type1).**

Type de poutrelle	Travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 1	AB	3.40	5.25	5.52	1.72	4.81	5.37
	BC	3.90	5.25	7.27	4.81	5.79	4.69
	CD	4.90	5.25	11.47	5.79	6.47	9.63
	DE	3.65	5.25	6.36	6.47	1.72	5.81

**Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible(type 2).**

Type de poutrelle	travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 2	AB	3.4	7.23	7.67	2.39	6.68	7.38	10.33	14.26
	BC	3.9	7.23	10.09	6.68	11.53	4.76	12.86	15.35
	CD	4.9	7.23	15.94	11.53	2.39	16.33	20.07	15.37

**Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 2).**

Type de poutrelle	travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	AB	3.4	5.25	5.53	1.72	4.81	5.37
	BC	3.9	5.25	7.27	4.81	8.30	3.50
	CD	4.9	5.25	11.48	8.30	1.72	11.80

**Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 3).**

Type de poutrelle	travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	AB	3.75	7.23	12.71	02.87	11.48	09.61	13.56	15.60
	BC	4.60	7.23	19.13	11.48	02.87	14.46	19.13	16.64

**Tableau III.9.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 3).**

Type de poutrelle	travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	AB	3.75	5.25	9.23	2.08	8.33	8.82
Type 3	BC	4.60	5.25	13.88	8.33	2.08	13.27

**Tableau III.10.Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 1).**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 1	AB	3.40	6.38	6.85	2.13	5.96	6.48	9.09	12.59
	BC	3.90	6.38	9.01	5.96	7.17	5.56	12.12	12.75
	CD	4.90	6.38	14.22	7.17	8.02	11.54	15.45	15.79
	DE	3.65	6.38	7.89	8.02	2.13	6.99	13.83	9.44

**Tableau III.11.Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 1).**

Type de poutrelle	travée	L (m)	P <sub>S</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 1	AB	3.40	4.62	4.92	1.53	4.28	4.70
	BC	3.90	4.62	6.47	4.28	5.15	4.07
	CD	4.90	4.62	10.21	5.15	5.76	8.40
	DE	3.65	4.62	5.66	5.76	1.53	5.08

**Tableau III.12.Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 2).**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 2	AB	3.4	6.38	6.85	2.13	5.96	6.48	9.09	12.59
	BC	3.9	6.38	9.01	5.96	10.29	4.10	11.32	13.54
	CD	4.9	6.38	14.22	10.29	2.13	14.34	17.72	13.52

**Tableau III.13.Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 2).**

Type de poutrelle	Travée	L(m)	P <sub>S</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	AB	3.4	4.62	4.92	1.53	4.28	4.70
	BC	3.9	4.62	6.47	4.28	7.39	3.01
	CD	4.9	4.62	10.21	7.39	1.53	10.40

**Tableau III.14.Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 3).**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	AB	3.75	6.38	11.21	2.53	10.12	8.56	11.96	13.75
	BC	4.60	6.38	16.87	10.12	2.53	12.88	16.87	14.67

**Tableau III.15.Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (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)
Type 3	AB	3.75	4.62	8.11	1.83	7.32	7.82
	BC	4.60	4.62	12.21	7.32	1.83	11.76

**Tableau III.22.Sollicitations à l'ELU des poutrelles de S.P.E.Set RDC (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	3.4	9.79	11.78	3.67	10.25	9.49	13.63	19.66
	BC	3.9	9.79	15.50	10.25	12.34	7.33	18.55	19.63
	CD	4.9	9.79	24.46	12.34	13.79	16.32	23.98	24.28
	DE	3.65	9.79	13.57	13.79	3.67	10.14	17.86	14.09

**Tableau III.23.Sollicitations à l'ELS des poutrelles de S.P,E.Set RDC (type 1).**

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	3.40	6.89	8.20	2.56	7.14	6.71
	BC	3.90	6.89	10.79	7.14	8.60	5.24
	CD	4.90	6.89	17.04	8.60	9.60	11.58
	DE	3.65	6.89	9.45	9.60	2.56	7.17

**Tableau III.24.Sollicitations à l'ELU des poutrelles de S.P,E.Set le RDC (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	3.4	9.79	11.78	3.67	10.25	9.49	13.63	19.66
	BC	3.9	9.79	15.50	10.25	17.70	4.82	17.18	21.00
	CD	4.9	9.79	24.46	17.70	3.67	21.20	27.60	20.37

**Tableau III.25.Sollicitations à l'ELS des poutrelles de S.P,E.S et de RDC (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	3.4	6.89	8.20	2.56	7.14	6.71
	BC	3.9	6.89	10.79	7.14	12.33	3.50
	CD	4.9	6.89	17.04	12.33	2.56	14.97

**Tableau III.26.Sollicitations à l'ELU des poutrelles de S.sol et de RDC (type 3).**

Type de poutrelle	travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	AB	3.75	9.79	17.21	3.88	15.54	14.48	18.35	21.11
	BC	4.60	9.79	25.89	15.54	3.88	21.79	25.89	22.51

**Tableau III.27.Sollicitations à l'ELS des poutrelles de S.P.E.Set de RDC (type 3).**

Type de poutrelle	travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	AB	3.75	6.89	12.11	2.73	10.93	12.61
	BC	4.60	6.89	18.22	10.93	2.73	18.98

**Tableau III.28.Sollicitations à l'ELU des poutrelles de la terrasse inaccessible (type 4).**

Type de poutrelle	travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 4	AB	4.90	4.95	14.87	2.231	2.231	15.68	12.14	12.14

**Tableau III.29.Sollicitations à l'ELS des poutrelles de la terrasse inaccessible (type 4).**

Type de poutrelle	travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 4	AB	4.90	3.598	10.80	1.62	1.62	11.38

### 6- Ferrailage des poutrelles:

#### ❖ Etage courant:

$$M_t^{\max} = 14.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{riv}^{\max} = 2.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{inter}^{\max} = 10.29 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 17.72 \text{ KN}$$

#### En travée :

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

$$I. \quad M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

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.

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} * (d - h_0/2) = 0,65 * 0,05 * 14,2 * (0,23 - 0,025)$$

$$d = 0.9h$$

$$M_{tu} = 94.61 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.34 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.037$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.23(1 - 0.4 \times 0.037) = 0.227 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{14.34 \times 10^{-3}}{0.227 \times 348} = 1.82 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer}}. \quad (\text{Art A.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.23 \times 2.1 / 400 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 + 2HA10 avec  $A = 2.08 \text{ cm}^2$ .

**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  $b_0 \times h$ .

$$M_U = 10.29 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.29 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.137$$

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

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

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.137}) = 0.185$$

$$z = 0.23 \times (1 - 0.4 \times 0.185) = 0.213 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10.29 \times 10^{-3}}{0.213 \times 348} = 1.39 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.28 \text{ cm}^2 < A_a \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA14 avec  $A = 1.54 \text{ cm}^2$ .

**Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_U = 2.53 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.53 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.03$$

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

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03}) = 0.043$$

$$z = 0.23 \times (1 - 0.4 \times 0.043) = 0.226 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.53 \times 10^{-3}}{0.226 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.28 \text{ cm}^2 < A_a \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 avec  $A = 0.5 \text{ cm}^2$ .

**Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.1.2.1.1 [1]}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / \delta_b ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V^{\max} = 17.72 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{17.72 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.23} = 0.77 \text{ Mpa}$$

$\tau_U < \bar{\tau}_u$  ..... C'est vérifié (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

**Ferrailage transversal :**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donné par :

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

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

$$\Phi_t \leq \min \{250/ 35, 10/10, 8\}=7.14\text{mm} \quad \text{on adopte a un étrier } \Phi 8.$$

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t=2\Phi 8=1\text{cm}^2$ .

**Espacement  $S_t$  :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 20.7\text{cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} \quad \text{(III-9)} \quad \text{(Art A.5.1.2.2) [4]}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible  $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^0$  (Armatures droites.)

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

$$S_t \leq 22.86 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 1\text{m} = 100\text{cm}$$

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

**Vérification de la contrainte de cisaillement a la jonction table –nervure:**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{(Art A.5.3.2 [1])}$$

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

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 17.72 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.65 \times 0.05} = 0.72 \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \quad \text{.....condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

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

**Appuis de rive :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 \cdot V_u / f_e$  (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = A_t + A_a = 2.08 + 0.5 = 2.58 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \cdot 17.72 / 400 = 0.051 \text{ m}^2$$

$A_s > 1.15 \cdot 17.72 / 400$  .....condition vérifiée

**Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$ . (Art A.5.1.3.2.1 [1]).

$$A_s = 2.08 + 1.54 = 3.62 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 / 400 (17.72 - 10.29 \cdot 10^{-3} / 0.9 \cdot 0.23) = 0.036 \text{ m}^2$$

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$ . .....Condition vérifier.

**Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$  (Art A.6.1.3 [1]).

Avec :  $a_{\max} = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 23 = 20.7 \text{ cm}$

$V_u = 0.01772 \text{ MN} < 0.267 \cdot 0.207 \cdot 0.10 \cdot 25 = 0.138 \text{ MN}$  condition vérifiée.

**Vérfications à l'ELS :**

$M_t^{\max} = 11.76 \text{ KN.m}$        $A = 2.08 \text{ cm}^2$

$M_{riv}^{\max} = 1.83 \text{ KN.m}$        $A = 0.5 \text{ cm}^2$

$M_{inter}^{\max} = 7.39 \text{ KN.m}$        $A = 1.54 \text{ cm}^2$

les vérifications à faire sont :

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

**Etat limite d'ouverture des fissures:BAEL 91 (Article B-6-3)**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

**Etat limite de compression du béton:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$
 (Art A.4.5.2 [1]).

**En travée :**

Position de l'axe neutre



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

$$A' = 0 \Rightarrow H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 2.08 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05) = 2.51 \times 10^{-4} \text{ m}$$

H>0 (alors l'axe neutre passe par la table de compression) ⇒ calcule comme une section rectangulaire b<sub>0</sub> x h.

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15 \times A + (b - b_0)h_0)y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 2.08 + (65 - 10) \times 5)y - 15 \times 2.08 \times 23 - (65 - 10) \times \frac{5^2}{2} = 0$$

$$5y^2 + 306.2y - 1405.1 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : y = 4.24cm

Calcul de I:  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$

$$I = \frac{10 \times 2.33^3}{3} + 15 \times 2.08 \times (23 - 2.33)^2 \Rightarrow I = 1.263 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{11.76 \times 4.24 \times 10^{-5}}{1.263 \times 10^{-4}} = 3.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  C'est vérifié.

**En appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = 7.39 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 1.54 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05) = 3.967 \times 10^{-4} \text{ m}$$

H>0 (alors l'axe neutre passe par la table de compression) ⇒ calcule comme une section rectangulaire b<sub>0</sub> x h.

$$y = 3.7\text{cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 9.7 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.27 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

**Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Les déformation des éléments du plancher doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire a l'aspect et a l'utilisation de la construction, et les déformations doivent pas également, conduit par leur effets a une redistribution des efforts susceptible de remettre en cause certains des hypothèses de calcule, alors en doit justifier de l'état limite de déformation par un calcul de fleche.et pour ne pas effectuer ce calcul de flèche en doit vérifier certaines conditions :

- ❖  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ❖  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$ .
- ❖  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{25}{490} = 0.05 < \frac{1}{16}$  la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inferieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{490}{500} = 0.98 \text{cm}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.77 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.77 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.77 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.24 \text{ cm} .$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 25^3}{12} + 15 \times 2.08 \times (12.5 - 23)^2 \Rightarrow I_0 = 3.5747 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_s = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.08}{10 \times 23} = 0.009$$

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

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32456.5969 \text{ MPa}$  module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = E_i / 3 = 10818.8656 \text{ MPa}$  module de déformation longitudinale différée du béton.

**Contraintes :**

$(\sigma_s)$  : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (  $I_f$  ) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

**Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.25 = 2.11 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.6 = 3.64 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.6 + 1.5) = 4.615 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = w \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.77 \frac{2.11 \times 4.9^2}{8} = 6.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = w \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.77 \frac{3.64 \times 4.9^2}{8} = 8.412 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = w \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.77 \frac{4.615 \times 4.9^2}{8} = 1.0665 \text{ KN.m}$$

$$I = 1.26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = 4.72$$

$$\lambda_v = 1.89$$

$$\sigma_{sj} = 108.733 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 187.356 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 237.541 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 0.391 > 0$$

$$\mu_g = 0.586 > 0$$

$$\mu_p = 0.656 > 0$$

$$If_{ij} = 1.383 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 1.0446 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_{f_{ip}} = 9.601 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_{f_{vg}} = 1.867 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{ji} = 2.6117 mm$$

$$f_{gi} = 5.9568 mm$$

$$f_{pi} = 8.21758 mm$$

$$f_{vg} = 9.9967 mm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 09.6457 mm$$

$$\Delta f = 9.6457 mm \leq f_{adm} = 9.8 mm \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

**Tableau III.28.:** calcul des sections de Ferrailage des poutrelles.

Plancher		Etage courant	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible	RDC+S.P+ E.SOL
<b>Travée</b>	$M_t$ (KNm)	14.34	16.33	15.68	21.79
	$\mu_{bu}$	0.029	0.033	0.032	0.0446
	$\alpha$	0.037	0.0425	0.0408	0.0571
	Z (M)	0.227	0.226	0.226	0.2247
	A (Cm <sup>2</sup> )	1.82	2.0755	1.99	2.7866
<b>Appui intermédiaire</b>	$M_a$ (KNm)	10.29	11.53	....	17.70
	$\mu_{bu}$	0.137	0.1535	.....	0.236
	$\alpha$	0.185	0.209	.....	0.341
	Z (M)	0.213	0.211	.....	0.1986
	A (Cm <sup>2</sup> )	1.39	1.57	.....	2.56
<b>Appui de rive</b>	$M_a$ (KNm)	2.53	2.87	2.231	3.88
	$\mu_{bu}$	0.03	0.038	0.0297	0.0516
	$\alpha$	0.043	0.0487	0.0377	0.066
	Z (M)	0.226	0.2255	0.2265	0.224
	A (Cm <sup>2</sup> )	0.32	0.36	0.28	0.49

**-Choix des barres et vérification au cisaillement :**

**Tableau III.29. : Choix des barres de ferrailages vérification au cisaillement.**

Planchers	En travée	En appuis intermédiaire	En appuis de rive	$V_U$ (KN)	$\tau$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)
<b>RDC et S.P+ E.sol</b>	2HA12+1HA10= 3.05cm <sup>2</sup>	1HA14+1H12= 2.67cm <sup>2</sup>	1HA8=0.5	27.60	1.2	3,33
<b>Terrasse accessible</b>	2T10+1T8= 2.08cm <sup>2</sup>	1HA16=2.01cm <sup>2</sup>	1HA8=0.5	20.07	0.87	3.33
<b>Etage courant</b>	2HA10+1HA8= 2.08cm <sup>2</sup>	1HA14=1.54	1HA8=0.5	15.25	0.85	3.33
<b>Terrasse inaccessible</b>	2T10+1T8=2.08	.....	1HA8=0.5	12.14	0.52	3.33

**-Choix des armatures transversales :**

Pour tous les types de poutrelles on prend :

- Armatures transversales :  $A_t = 2 \times HA8 = 1cm^2$
- L'espacement :  $S_t = 20cm$

**Etat limite de compression de béton :**

**Tableau III.30. : Vérification des états limites de compression du béton.**

Planchers	En travée			En appui			$\bar{\sigma}$ Mpa
	$M_t$ (KN.m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma$ Mpa	$M_a$ (KN.m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma$ Mpa	
<b>Etage courant</b>	11.76	$1.263 \times 10^{-4}$	3.95	7.39	$9.7 \times 10^{-5}$	2.15	15
<b>Terrasse accessible</b>	13.27	$1.26 \times 10^{-4}$	5.089	8.33	$0.9702 \times 10^{-4}$	3.24	15
<b>RDC+ S.P +E.sol</b>	18.98	$1.7531 \times 10^{-4}$	6.27	12.33	$1.566 \times 10^{-4}$	4.28	15
<b>Terrasse inaccessible</b>	11.38	$1.2632 \times 10^{-4}$	4.36	.....	.....	.....	15

- Etat limite de déformation

Tableau III.31. : Vérification des états limites de déformation

Planchers	Etage courant	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	RDC+E.SOL+S.P
$q_{jser}$ (KN/m)	2.11	2.11	2.11	2.11
$q_{gser}$ (KN/m)	3.64	2.9484	4.274	4.274
$q_{pser}$ (KN/m)	4.615	3.5984	5.249	5.249
$M_{jser}$ (KN.m)	4.88	4.882	4.88	4.88
$M_{gser}$ (KN.m)	8.412	6.814	9.87	8.412
$M_{pser}$ (KN.m)	10.665	8.316	12.13	15.922
$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$3.5747 \times 10^{-4}$	$3.575 \times 10^{-4}$	$3.57 \times 10^{-4}$	$3.9633 \times 10^{-4}$
$\rho$	0.009	0.09	0.09	0.0133
$\lambda_v$	1.89	1.887	1.8867	1.2867
$\lambda_i$	4.72	4.717	4.7168	3.2167
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	108.733	108.7335	108.733	75.064
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	187.356	151.7585	220.009	129.341
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	237.541	185.2149	270.194	244.824
$\mu_j$	0.391	0.3909	0.391	0.3957
$\mu_g$	0.586	0.5158	0.635	0.5899
$\mu_p$	0.656	0.5824	0.690	0.7564
$I_{f_{ij}}$ (m <sup>4</sup> )	$1.383 \times 10^{-4}$	$1.383 \times 10^{-4}$	$1.383 \times 10^{-4}$	$1.91807 \times 10^{-4}$
$I_{f_{ig}}$ (m <sup>4</sup> )	$1.0446 \times 10^{-4}$	$1.145 \times 10^{-4}$	$0.985 \times 10^{-4}$	$1.5046 \times 10^{-4}$
$I_{f_{ip}}$ (m <sup>4</sup> )	$9.601 \times 10^{-5}$	$1.049 \times 10^{-4}$	$0.9237 \times 10^{-4}$	$1.2699 \times 10^{-4}$
$I_{f_{vg}}$ (m <sup>4</sup> )	$1.867 \times 10^{-4}$	$1.993 \times 10^{-4}$	$1.7895 \times 10^{-4}$	$2.4785 \times 10^{-4}$

$f_{ji}$ (mm)	2.6117	2.6117	2.612	1.8828
$f_{gi}$ (mm)	5.9568	4.4	7.421	4.1357
$f_{pi}$ (mm)	8.21758	5.8619	9.715	9.27556
$f_{gv}$ (mm)	9.9967	7.5878	12.25	7.5321
$\Delta f$ (mm)	9.6457	6.4375	11.93	10.789
$f_{adm}$ (mm)	9.8	9.8	9.8	9.8

- La flèche au niveau du RDC n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier on choisit  $A=2T12+1T14=3.8\text{cm}^2$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 6.4354 - 1.5678 + 7.4499 - 3.3665 = 8.951\text{mm}$$

$$\Delta f_t = 8.951\text{mm} < f_{adm} = 9.8\text{mm} \quad \text{c'est vérifié}$$

- La flèche au niveau de la terrasse accessible n'est pas vérifiée :  
On opte pour une section d'acier plus grande que la 1<sup>er</sup> fois :  
 $A=2T10+1T12=2.71\text{cm}^2$

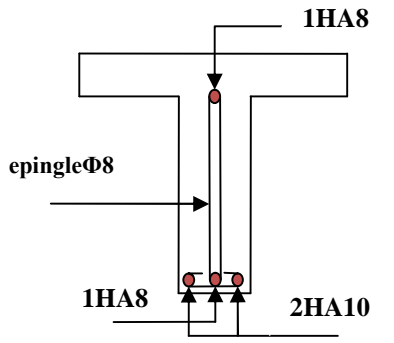
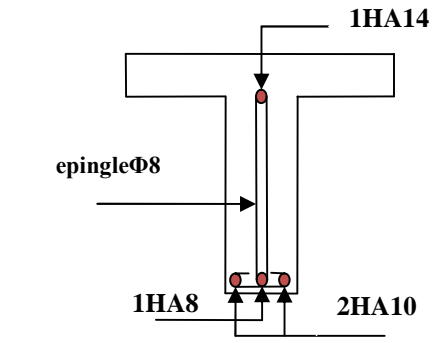
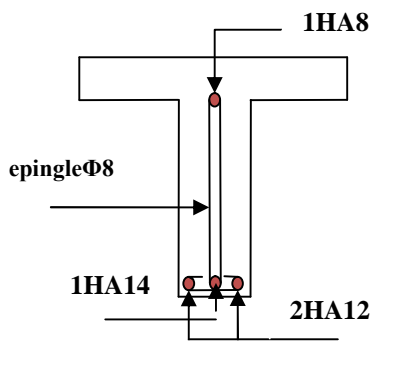
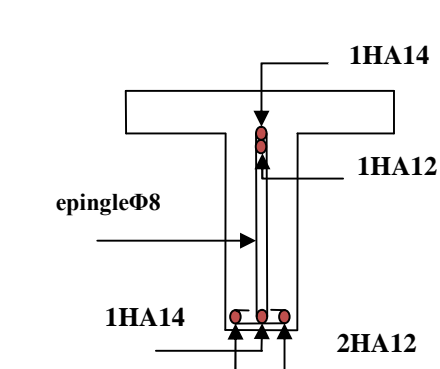
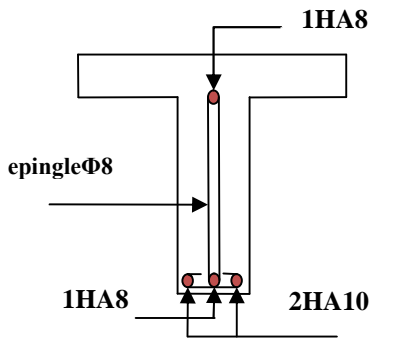
$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 10.005 - 2.0807 + 7.4723 - 5.7354 = 9.66\text{mm}$$

$$\Delta f_t = 9.66\text{mm} < f_{adm} = 9.8\text{mm} \quad \text{c'est vérifié}$$

Tab.III.32.Schéma de ferrailage des poutrelles

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse accessible		



<p><b>Etage courant</b></p>		
<p><b>RDC+S.P+ E.SOL</b></p>		
<p><b>Terrasse inaccessible</b></p>		

### 7- Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des barres de types ronds lisses de nuance  $f_e = 235\text{MPa}$

#### ✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

#### ✓ Armatures parallèles aux poutrelles :

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

5TS6/ml = 1.41 cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm < 33 cm... vérifiée.

On choisit :

$3TS6/ml=0.85cm^2$  parallèles aux poutrelles  $\rightarrow St=33cm < 44cm \dots$  Vérifiée.

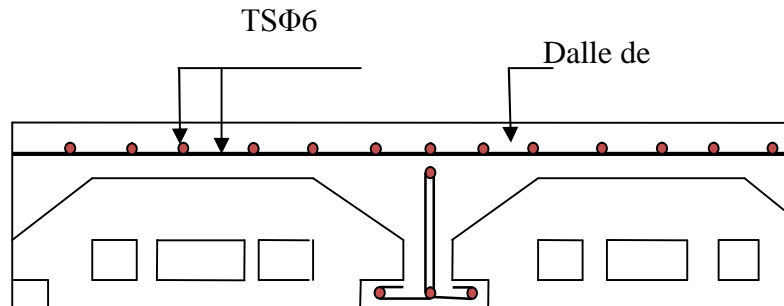


Fig.3.8. Schéma de ferrailage de la dalle de

**III.2. Dalles pleines :**

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$l_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$l_y$  : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si :  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

Si :  $\rho > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens.

**1. Premier types :(Dalle pleines sur 3 appuis) :**

$L_x = 1.40 \text{ m}$

$L_y = 4.60 \text{ m}$

$\rho = 0.3 < 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans un seul sens

**a) Evaluation des charges :**

$G = 4.38 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.16 \text{ KN/m}^2$ .

$P_s = G + Q = 7.88 \text{ KN/m}^2$ .

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

$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/m}$ .

**b) Les sollicitations :**

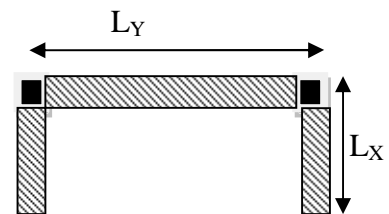


Figure III.2.1. schéma de la

$$I_x < I_y / 2 \Rightarrow M_0^x = ((p I_y^2) / 2) - (2p I_x^3 / 3).$$

$$M_0^y = p I_x^3 / 6.$$

**A L'ELU :**

$$M_0^x = 29.89 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 5.1 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS :**

$$M_0^x = 21.11 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 3.6 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_x = (p I_x / 2) * (I_y^4 / (I_x^4 + I_y^4)).$$

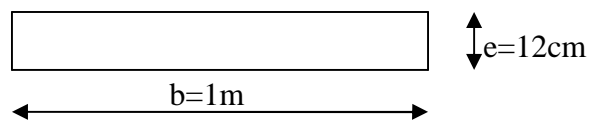
$$V_y = (p I_y / 2) * (I_x^4 / (I_x^4 + I_y^4)).$$

$$V_x = 7.75 \text{ KN.}$$

$$V_y = 0.21 \text{ KN.}$$

**b) Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Fig.III.2.2** Section de la dalle pleine a ferrailé

- **Sens x-x :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}, h = 12 \text{ cm}, d = 10 \text{ cm}, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$M_t = 29.89 \text{ KN.m}, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$A_t = M_t / (z * f_{st})$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.21$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ )

$\mu_{bu} = 0.21 > 0.186 \Rightarrow$  Le diagramme passe par le pivot B.

$$\varepsilon_{sc} = 3.5\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.299$$

$$Z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.088\text{m}$$

$$A^t = \frac{M^t}{f_{st} * Z} = \frac{29.89 * 10^{-3}}{348 * 0.088} = 7.46\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A^t = 7.46\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 5\text{HA14} = 7.70\text{cm}^2 / \text{m}$$

### Calcul de l'espacement :

La fissuration est peu nuisible

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

$$S_t \leq \min(36; 33)$$

On prend  $S_t = 15\text{cm}$ .

- **Sens x-x :**

Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculé(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	St(cm)
29.89	0.21	0.299	0.088	7.46	7T12=7.92	15

- **Sens y-y :**

Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculé(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	St(cm)
4.14	0.036	0.046	0.098	1.5	3T8=1.51	25

### d) Vérification :

➤ **vérification de diamètre des barres :**

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi \leq 12\text{mm}.$$

➤ **a l'ELU :**

- **l'effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{7.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108} = 0.072\text{MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \text{condition vérifiée (y'a pas de risque de}$$

rupture par cisaillement)

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{MPa}$$

$\tau_u < 1.25 \text{MPa}$  ..... vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

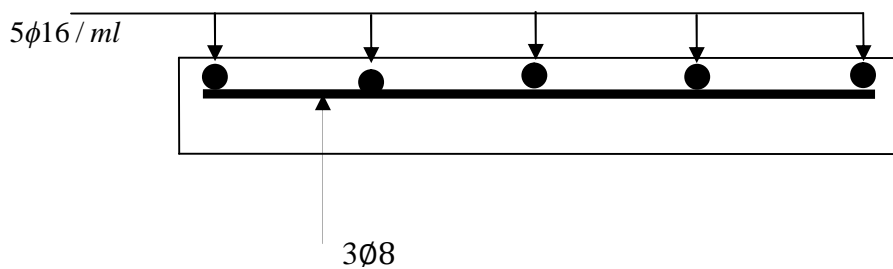
- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,1 \times \frac{2,1}{400} = 1,21 \text{cm}^2.$$

1,21 < 1.51 c'est vérifié.

Comme la fissuration est peu nuisible pas de vérification à l'ELS.

**e) Le schéma de ferrailage**



*Fig.III.2.3 schéma de ferrailage de la dalle pleine type1*

**2. deuxième type : dalle sur deux appuis(terrasse):**

**a) évaluation des charges :**

$$G = 4.38 \text{KNm}^2$$

$$Q = 3.5 \text{KNm}^2$$

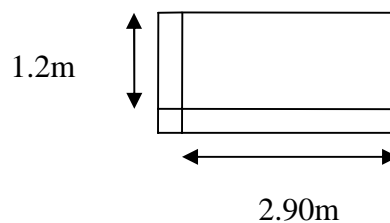
$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.163 \text{KN.m}$$

$$L_x = 1.2 \text{m}$$

$$L_y = 2.90 \text{m}$$

$$\rho = 0.41 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens



*III.2.4. schéma de la dalle (type2).*

**b) Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

Du tableau (annexe I) on tire la valeur  $\mu_x$  et  $\mu_y$  correspondante à ( $v=0$  ;  $\rho=0.41$ )

$$\mu_x = 0.1088$$

$$\mu_y = 0.2500$$

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_x = 1.749 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.437 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

**En travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 1.49 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.37 \text{ KN.m.}$$

**En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 1.821 \text{ KN.m.}$$

**c) Le ferrailage :**

**En travée :**

Sens x-x :

$$\mu = 0.011 \Rightarrow A_s = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 5T10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y-y :

$$\mu = 0.0026 \Rightarrow A_s = 0.106 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Calcul de l'espacement :**

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Sens x-x: } S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm.}$$

$$S_t = 20\text{cm.}$$

$$\text{Sens y-y: } S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm.}$$

$$S_t = 25\text{cm.}$$

**En appuis:**

Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculé(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	St(cm)
0.74	0.005	0.0065	.0997	0.213	3T6=0.57	25

**d) Vérification :**

➤ **Vérification des diamètres des barres**

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} \quad \text{Soit : } \phi_x \leq 12mm$$

$$\phi_x^{\max} = 12mm < 12mm \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

➤ **a l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho > 0.4.$$

$$e \geq 12cm.$$

: Donc

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times e$$

Pour l'acier HAfe400et  $\phi > 6mm$  on prend  $\rho_0 = 0.0008$

$$A_{\min x} = 1.24cm^2 < 3.93cm^2$$

$$A_{\min y} = 0.96cm^2 < 2.01cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérfifiées}$$

• **vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 7.53KN$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 4.47KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.53}{1 \times 0.108} = 0.07MPa$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25MPa$$

$\tau_u \leq 1,25MPa$  (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **à l'ELS :à (v=0 ;  $\rho=0.42$ )**

$$P_s = 7.88 KN / ml$$

$$\mu_x = 0.111$$

$$\mu_y = 0.2924$$

$$M^t_{xser} = 1.26KN.m$$

$$M^t_{yser} = 0.37KN.m$$

• la vérification de la contrainte dans le béton :

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

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.108 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.01cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3.5864 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.06 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa.....Vérifiée$$

• La contrainte dans l'acier :

Fissuration nuisible  $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63MPa.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 36.84Mpa.$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

• la flèche :

1.  $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{0.12} = 1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625.....vérifiée$

2.  $\frac{A_s}{b \times d} = 0,0036 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0,006.....vérifiée$

3.  $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{0.12} = 1 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085.....vérifiée$



e) schéma de ferrailage :

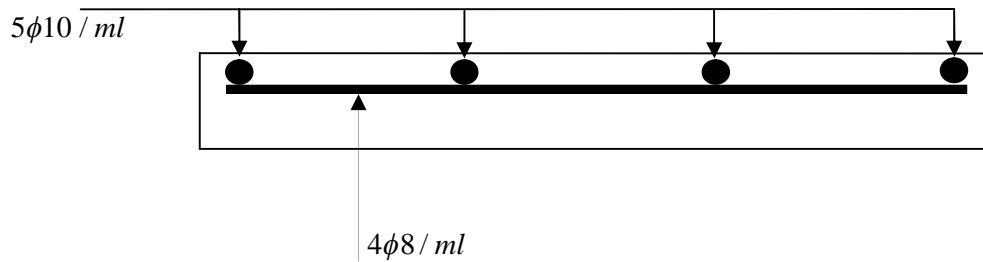


Fig.III.2.5 schéma de ferrailage de la dalle pleine type 2.

3. troisième types : dalle pleine sur quatre appuis) :

a) évaluation des charges :

$$G = 4.38 \text{KNm}^2$$

$$Q = 3.5 \text{KNm}^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.163 \text{KN.m}$$

$$L_x = 4.5 \text{m}$$

$$L_y = 4.9 \text{m}$$

$$\rho = 0.92 > 0.4$$

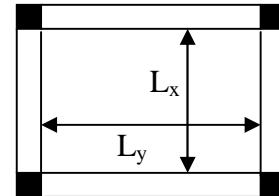


Fig. II.7 : Dalle sur 4 appuis

Donc la dalle travaille dans les deux sens

b) Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0437$$

$$\mu_y = 0.8251 \text{ Annexe}$$

$$M_x = 9.88 \text{KN.m}$$

$$M_y = 8.15 \text{KN.m}$$

Calcul des moment reel :

**En travees :**

$$M_t^x = 0.75 M_x = 8.398 \text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 6.93 \text{KN.m.}$$

**En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 4.199 \text{KN.m.}$$

**b) Le ferrailage :**

**En travée :**

Sens x-x :

$$M_t^x = 8.398 \text{ KNm} \Rightarrow A_s = 2.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 5T10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y-y :

$$\mu = 0.0488 \Rightarrow A_s = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4T8/\text{ml} = 3.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Calcul de l'espacement :**

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Sens x-x: } S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm.}$$

$$S_t = 20\text{cm.}$$

$$\text{Sens y-y: } S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm.}$$

$$S_t = 25\text{cm.}$$

**En appuis:**

Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculé(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	St(cm)
4.199	0.0296	0.038	0,098	1.22	4T8=2.01	25

**f) Vérification :**

➤ **Vérification des diamètres des barres**

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} \quad \text{Soit : } \phi_x \leq 12\text{mm}$$

$$\phi_x^{\max} < 12\text{mm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

➤ **a l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho > 0.4.$$

$$e \geq 12\text{cm.}$$

Donc

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times e$$

Pour l'acier HAfe400 et  $\phi > 6mm$  on prend  $\rho_0 = 0.0008$

$$A_{\min x} = 0.99cm^2 < 3.93cm^2$$

$$A_{\min y} = 0.96cm^2 < 3.16cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérfifiées}$$

• **vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 17.2KN$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 16.74KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.2}{1 \times 0.1} = 0.172MPa$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{vérifiée (y'a pas de risque rupture par cisaillement)}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée (y'a pas d'armatures transversales)}$$

➤ **à l'ELS :**

$$P_s = 7.88 KN / ml$$

$$\mu_x = 0.0509$$

$$\mu_y = 0.8799$$

$$M^t_{xser} = 8.122 KN .m$$

$$M^t_{yser} = 7.147 KN .m$$

• **la vérification de la contrainte dans le béton :**

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

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.108 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.01 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3.5864 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• la flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{0,45} = 0,26 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,0032 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

$$3. \frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{0,45} = 0,26 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,085$$

**Calcul des armatures de renforcement autour de l'ascenseur :**

Dimension de l'ascenseur :

Selon x-x' : l = 180 cm.

Selon y-y' : l = 180 cm

La section d'armature  $A_x$  selon x-x' :

$$A_x = 1.8 \times 3.93 = 7.07 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA20 = 12.57 cm<sup>2</sup>.

La section d'armatures  $A_y$  selon y-y' :

$$A_y = 1.8 \times 3.16 = 5.69 \text{ cm}^2.$$

On choisit 3HA16 = 6.03 cm<sup>2</sup>.

g) schéma de ferrailage :

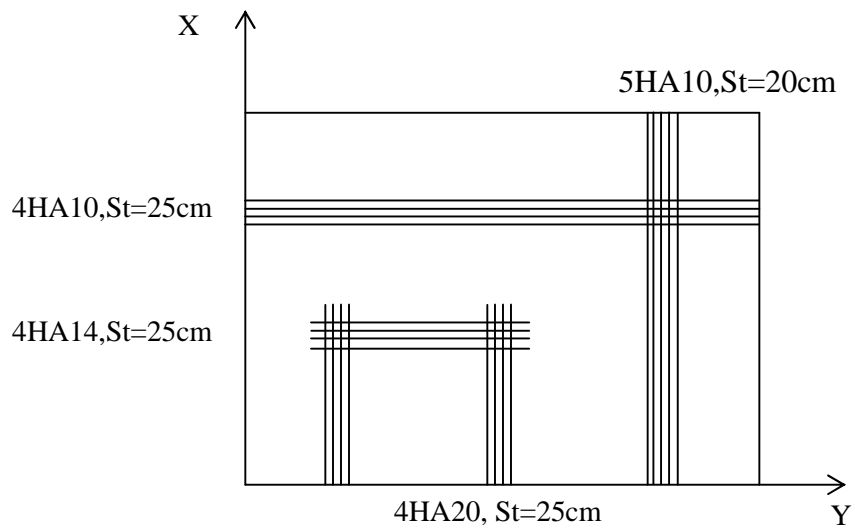


Fig.III.2.7. schéma de ferrailage de la dalle pleine type3.

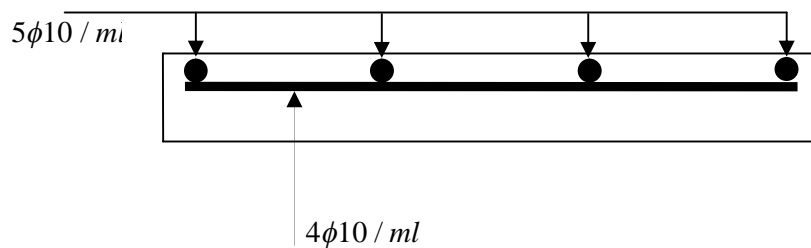
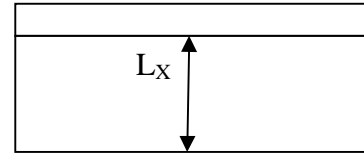


Fig.III.2.8. schéma de ferrailage de la dalle pleine type3.

**4. quatrième type :** (dalle sur 01 appui)

$$L_x=1.2\text{m}$$

La dalle travaille sur un seul sens (sens x)  
comme une console.



**Fig.III.2.9.** dalle pleine sur un seul appui

**a.Evaluation des charges :**

$$G=4.38\text{KN/m}^2;$$

$$Q=3.5\text{KN/m}^2$$

$$P_u=11.163\text{KN/m}^2$$

$$P_s=7.88\text{HN/m}^2$$

$$Q_g=1\text{KN/m}.$$

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

**b.Les sollicitations:**

$$M_U = \frac{P_U \times L^2}{2} + Q_{gu} \times 1$$

$$V_U = P_U \times L + Q_{gu}$$

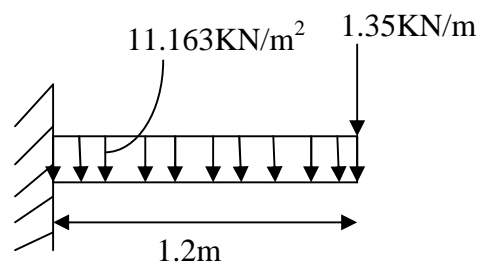
$$M_S = \frac{P_S \times L^2}{2} + Q_{gs} \times 1$$

$$M_U = 8.037\text{KN. m}$$

$$V_U = 14.75\text{KN}.$$

**c.Ferraillage :****Armatures principales**

:Le calcul des armatures se fait a la flexion simple.



**Fig.III.2.10.**Schéma statique de la dalle (type1)

Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculé(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	St(cm)
8.037	0.0566	0.0729	0.097	2.38	5T10=3.93	20

$A' = 0$  (pas d'armature secondaires :

**Armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Sens x-x:  $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ .

$S_t = 25\text{cm}$ .

**d. Vérification :**

➤ **a l'ELU :**

• **l'effort tranchant :**

il faut vérifier que : tel que  $\bar{\tau} = 0.05 f_{c28}$ .

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{14.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$1.2 < 3.93$  c'est vérifiée.

➤ **A l'ELS :**

• **La contrainte dans le béton :**

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

$$M_{\text{ser}} = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l = \frac{7.88 \times 1.2^2}{2} + 1.35 \times 1 = 7.02 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.1 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.95 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4.21 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 100\sqrt{n} \times f_{tj}) \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 16.986 \text{Mpa}$$

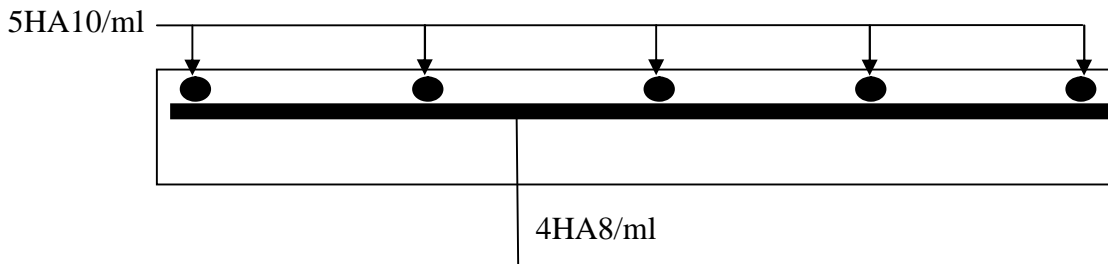
$\sigma < \bar{\sigma}_s c'$  est vérifiée

• **La flèche :**

1.  $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.2} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625$
2.  $\frac{A_s}{b \times d} = 0.003 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

**e. le schéma de ferrailage :**



**Fig.III.2.11.**schéma de ferrailage de la dalle pleine type4

**II.3. Acrotère :**

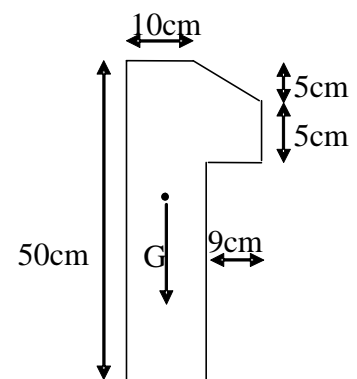
**III.3.1. Pour la terrasse inaccessible :**

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

Terrasse inaccessible :

$$S_{inacce} = 10 \times 50 + \frac{5 \times 9}{2} + 5 \times 9 = 0.05675 \text{m}^2 :$$

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



**FigIII.3.1**Vue en plan d'un acrotère

**III.3.1.1.Evaluation des charges :**

- Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.05675 \times 1 = 1.419 \text{KN}$ .
  - Poids d'enduit :  $G_2 = 18 \times 0.02 \times 1.34296 = 0.48 \text{KN}$
- $$W_p = G_1 + G_2 = 1.899$$

$$Q = 1 \text{KN} .$$



La force sismique :

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

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

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

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

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

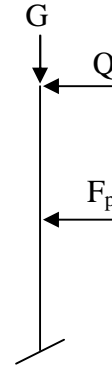
Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,899 = 0,911 \text{ KN}$$

Le centre de gravité de la section est  $G(X_g; Y_g)$  :

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,061 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,27 \text{ m}$$



### III.3.1.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 1,899 \text{ KN} \quad M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m}$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 0,911 \times 0,27 = 0,25 \text{ KN.m}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

### III.3.1.3. Combinaisons d'actions :

Tableau III.3.1 Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	1,899	2,564	1,899
M (KN.m)	0,75	0,75	0,50

### III.3.1.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est :  $1,35G + 1,5Q$ .

$$N_U = 2,564 \text{ KN}$$

$$M_U = 0,75 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_U}{N_U} = 0.29 \\ \frac{h}{6} = 0.08 \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{h}{250}) = 2\text{cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

**CBA93** (Article A.4.3.5)

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1\text{m}$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc:

$$e_2 = 0.6\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.316\text{m}$$

**III.3.1.5. Ferrailage de la section :**

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 2.564 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.564 \times 0.316 = 0.81 \text{ KN.m}$$

Selon le BAEL 91:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 9.79 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.012$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.31 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.96 \text{ cm}^2$$

On remarque que  $A_s < A_{\min}$  donc on prend  $A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$

On choisit :  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

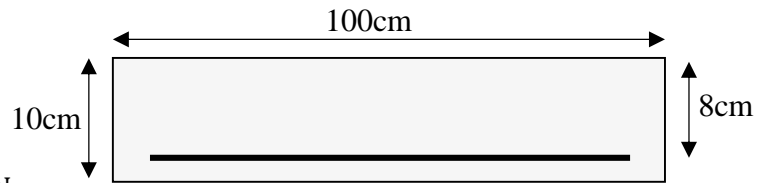
**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

**Calcul des espacements :**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

**-Armature de répartition :**



**Fig III.3.2** Section à ferrailer.

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{50}{3} = 16.66 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

**b) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 1.911 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.911 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.024 \text{ MPa}$$

.

On a  $\tau_u = 0.024 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  .....c'est vérifié (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

**Vérification l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

**- Contrainte limite de l'acier :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\mu_t = \frac{b y_{ser}^2}{2} + 15 A' (y_{ser} - d') - 15 A (d - y_{ser})$$

**-Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.5}{1.899} = 0.26 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.26 - 0.05 = 0.21 \text{ m}$$

Calcul de  $y_c$  telle que :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \text{ ..... (*)}$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b}(c - d') + 90 \frac{A}{b}(d - c)$$

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

$A' = 0$ ,  $A = 2.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ ,  $b = 1\text{m}$  et  $c = 0.21\text{m}$ .

On trouve :  $P = -0.13$  et  $q = -0.019$

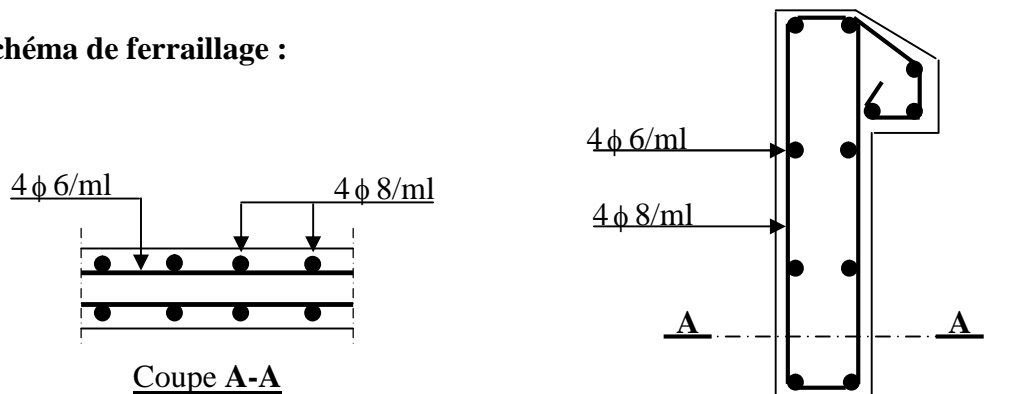
L'équation (\*) nous donne :  $y_c = 0.4\text{m} \Rightarrow y_{\text{ser}} = y_c + c = 0.61\text{m}$

D'où :  $\mu_t = 0.18 \text{ m}^3$

$\sigma_{bc} = 0.18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$  *c'est vérifiée*

$\sigma_{st} = 0.08 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$  *c'est vérifiée*

**III.3.1.6. Schéma de ferrailage :**



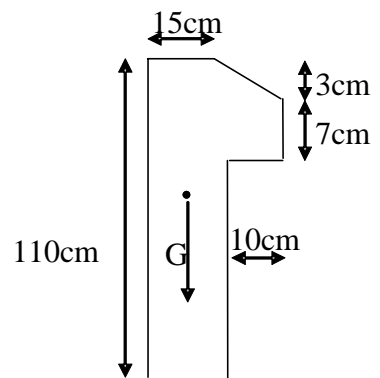
**Fig III.3.3** Schéma de ferrailage de l'acrotère.  
(Terrasse inaccessible)

**Type02**

Terrasse accessible :

$$S = 15 \times 110 + 3 \times \frac{10}{2} + 7 \times 10 = 0.1735 \text{ m}^2$$

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



**Fig III.3.4** Vue en plan d'un acrotère

**III.3.1.1. Evaluation des charges :**

- Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.1735 \times 1 = 4.3375 \text{ KN/ml}$
  - Poids d'enduit :  $G_2 = 18 \times 0.02 \times 2.6744 = 0.96 \text{ KN/ml}$
- $$W_p = G_1 + G_2 = 5.298 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN}.$$

La force sismique :

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

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

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

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

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

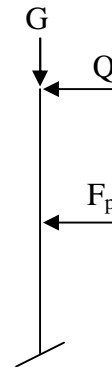
Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 5.298 = 2.54 \text{ KN}$$

Le centre de gravité de la section est  $G(X_g; Y_g)$  :

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{7.5 \times 1650 + 20 \times 70 + 21.67 \times 15}{1650 + 70 + 15} = 8.13 \text{ cm} = 0.0813 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{55 \times 1650 + 103.5 \times 70 + 109 \times 15}{1650 + 70 + 15} = 57.42 \text{ cm} = 0.5742 \text{ m}$$



**III.3.1.2. Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 5.298 \text{ KN} \quad M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 1.1 = 1.1 \text{ KN.m}$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 2.54 \times 0.5742 = 1.458 \text{ KN.m}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

**III.3.1.3. Combinaisons d'actions :**

**Tableau III.3.1 Combinaison d'action.**

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q

N (KN)	5.298	7.15	5.298
M (KN.m)	2.558	1.65	1.1

### III.3.1.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est :  $1,35G + 1,5Q$ .

$$N_U = 7.15 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.65 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_U}{N_U} = 0.23 \\ \frac{h}{6} = 0.18 \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}) = 2 \text{ cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

**CBA93** (Article A.4.3.5)

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 2.2 \text{ m}$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15 cm.

Donc:

$$e_2 = 1.936\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.27\text{m}$$

### III.3.1.5. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

$$f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$N_u = 7.15\text{KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 7.15 \times 0.27 = 1.93\text{KN.m}$$

Selon le BAEL 91:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2.32\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 9.68 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0.012$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = 0.51\text{cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.49\text{cm}^2$$

#### ➤ Vérification à l'ELU :

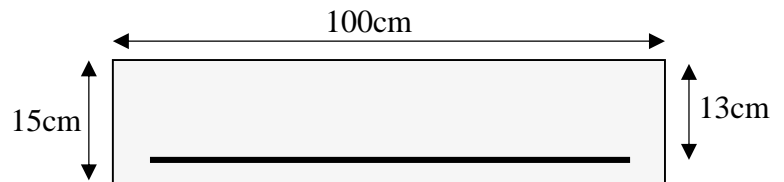
**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57\text{cm}^2$$

On remarque que  $A_s < A_{\min}$  donc on prend  $A_{\min} = 1.57\text{cm}^2$

On choisit : 4T8 = 2.01cm<sup>2</sup> / ml.

**Armatures de répartition :**



**Fig III.3.5** Section à ferrailer.



$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

**Calcul des espacements :**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

**-Armature de répartition :**

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{110}{3} = 36.66 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad V_u = F_p + Q = 3.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.027 \text{ MPa}$$

On a  $\tau_u = 0.027 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$  .....c'est vérifié (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

**Vérification l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

**- Contrainte limite de l'acier :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \overline{\sigma_s} \text{ avec } \overline{\sigma_s} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\mu_t = \frac{b y_{ser}^2}{2} + 15 A' (y_{ser} - d') - 15 A (d - y_{ser})$$

**-Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.1}{5.298} = 0.21 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{h}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.21 - 0.075 = 0.135 \text{ m}$$

Calcul de  $y_c$  telle que :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots (*)$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

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

$$A' = 0, A = 2.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2, b = 1 \text{ m} \text{ et } c = 0.135 \text{ m.}$$

On trouve :  $P = -0.05$  et  $q = -0.004$

L'équation (\*) nous donne :  $y_c = 0.26 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.395 \text{ m}$

D'où :  $\mu_t = 0.079 \text{ m}^3$

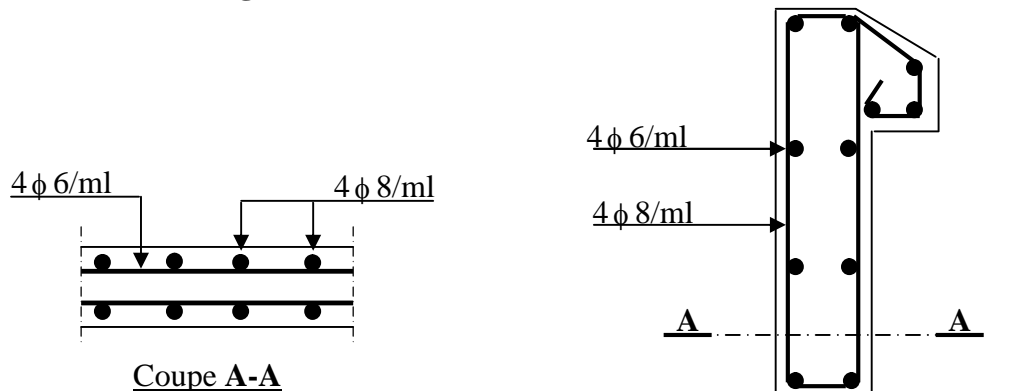
$$\sigma_{bc} = 0.026 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

*c'est vérifiée*

$$\sigma_{st} = 0.05 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

*c'est vérifiée*

### III.3.1.6. Schéma de ferrailage :



**Fig III.3.6** Schéma de ferrailage de l'acrotère.  
(Terrasse inaccessible)

### III.4. Etude de l'ascenseur :

#### III.4.1. Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur=180cm.
- $l$  : Largeur de l'ascenseur=180cm.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur=220cm.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 102KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 82KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse  $V = 1m/s$ .

#### III.4.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a  $l_x = 1.8m$  et  $l_y = 1.8m$  donc une surface  $S = 2 \times 2.47 = 3.24m^2$ .

$$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{1.8}{20} = 0.09m \text{ Soit } e = 20cm.$$

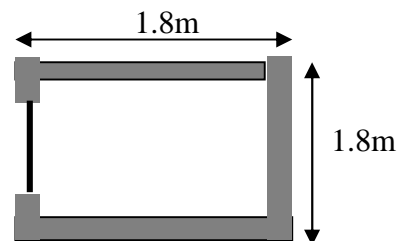


Fig III.4.1 Cage d'ascenseur.

#### III.4.3. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1KN/m^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{3.24} = 31.48KN/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 37.58KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

#### III.4.4. Cas d'une charge répartie :

- **Calcul des sollicitations :**

**A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 52.23 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1.00 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.23 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.23 \text{ KNm}$$

**III.4.4.1. Calcul des moments réels :**

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.3 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.3 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 1.87 \text{ KNm}$$

**III.4.4.2. Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18 \text{ cm}$  et  $d_y = 17 \text{ cm}$ .

**En travée :**// à  $l_x$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.0115$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0145$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.179 \text{ m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

// à  $l_y$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.0115$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0145$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.179 \text{ m.}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

**En appui :**

$$\mu_{bu} = 0.0041$$

$$\alpha = 0.0051$$

$$z = 0.1796m$$

$$A_a = 0.3cm^2 / ml$$

	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	$A_{ical}$	$A_{acal}$	$A_{adopté}(cm^2)$	$A_{adopté}$
Sens xx	5.3	1.87	0.85	0.3	4T8=2.51	4T8=2.01
Sens yy	5.3	1.87	0.85	0.3	4T8=2.51	4T8=2.01

➤ **Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité :**

**En travée :**

On calcule  $A_{min}$  :

$$\left. \begin{matrix} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 1$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.6cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^x = 4T8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.6cm^2 / ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**En appui :**

$$A_t^x = 4T8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.6cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4T8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

**c) Calcul des espacements :**

$$\text{Sens x-x'}: S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \quad \text{on adopte } S_t = 20cm$$

$$\text{Sens y-y'}: S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm \text{ on adopte } S_t = 20cm$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16MPa$$

$\rho = 1.0 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 23.5KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 23.5KN$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33MPa$$

(Pas de risque de rupture par cisaillement)

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{23.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.13MPa < 1.16MPa \dots\dots\dots C'est vérifié (les armatures$$

transversales sont pas nécessaires).

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 37.58 + 1 = 38.58KN / m^2$$

$$v = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.51KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.51KNm$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.69KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.69KNm$$

**a) Vérification des contraintes :**

Sens x-x' y-y' :

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow y = 1.788cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 15.684 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.88MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots Vérifiée$$

**III.4.5. Cas d'une charge concentrée :**

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens  $x-x'$ .

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens  $y-y'$ .

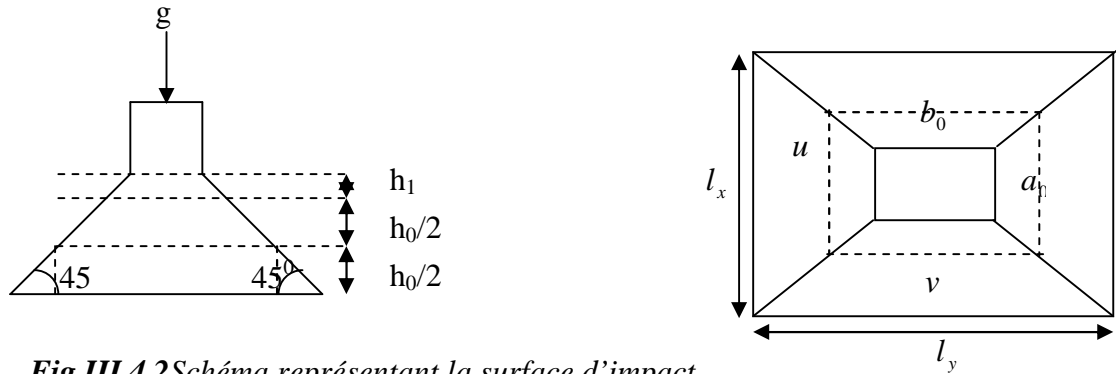


Fig III.4.2 Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse  $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

### III.4.5.1. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = p_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = p_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$   $\frac{u}{l_x} = 0.611$  et  $\rho = 1$

$M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho$   $\frac{v}{l_y} = 0.611$  et  $\rho = 1$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve  $M_1 = 0.076$  et  $M_2 = 0.076$

➤ Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = p_u \times M_1 \\ M_{y1} = p_u \times M_2 \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.45 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 10.6 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 10.6 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.16 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.16 \text{ KNm}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  Sont donnée par l'annexe 5.

### Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.76 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.76 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.3M_x = 3.53 \text{ KN.m} , M_{ay} = 0.3M_y = 3.53 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 9.996 \text{ KN.m} , M_{ty} = 0.85M_y = 9.996 \text{ KN.m}$$

### III.4.5.2. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d_x = 18 \text{ cm}$  et  $d_y = 17 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	9.996	3.53	1.61	0.88	4T8=2.01	4T8=2.01
Sens y-y	9.996	3.53	1.61	0.88	4T8=2.01	4T8=2.01

**Tableau III.4.1** Résultats des calculs.

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) **Condition de non fragilité :**

**En travée :**



$$A_t^x = 4T8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.6cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4T8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e.$$

**En appui :**

$$A_t^x = 4T8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.6cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4T8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

**b) V\acute{e}rification au poin\c{c}onnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91(Article H. III.10)}$$

Avec :

$Q_u$  : Charge de calcul \`a l'\`etat limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : P\`erim\`etre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110)$$

$$U_c = 440cm.$$

$$Q_u = 139.455KN; \gamma_b = 1.5$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1110KN$$

$$Q_u \leq 1110KN \dots\dots\dots verifi\acute{e}e$$

**c) V\acute{e}rification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

$$\text{On a } v = u = 110cm \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{2 \times u + v} = \frac{139.455}{3 \times 1.10} = 42.26KN$$

$$V_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{42.26}{1 \times 0.18} \times 10^{-3} < \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16MPa \quad \text{C'est v\acute{e}rifi\acute{e} (y'a pas de risque de cisaillement)}$$

**e) Espacement des barres :**

$$\text{Sens x-x': } S_t = 20cm \leq \min(2e; 25cm) = 25cm.$$

$$\text{Sens y-y': } S_t = 25cm \leq \min(3e; 33cm) = 33cm.$$

**III.4.5.3. Calcul à l'ELS :**

✓ Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 103.3KN.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 9.42KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 9.42KNm. \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.014KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.014KNm$$

**Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.434KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.434KNm \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0.85M_x = 8.87KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 8.87KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_y = 3.13KN.m$$

**a) Vérification des contraintes :**

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

$$Y = 3.8cm$$

$$I = 1147.544cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.34MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La FPN  $\longrightarrow$  pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

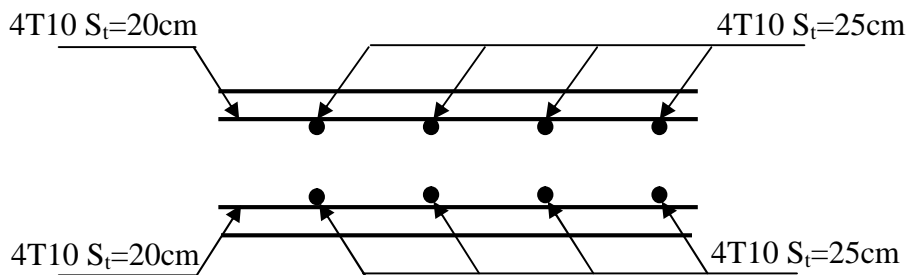
**b) Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

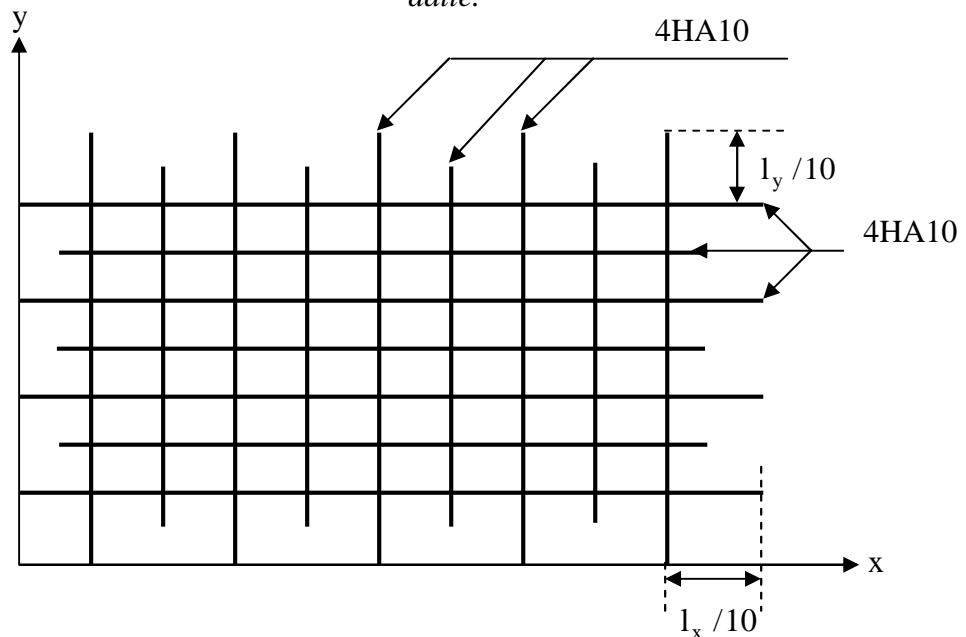
$$\left\{ \begin{array}{l} h/l=0.1 \geq 1/16=0.06 \quad (1). \\ h/l=0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{8.87}{10 \times 10.434} = 0.085 \quad (2). \\ A/b.d=0.005 \leq 4,2/f_e=0.01 \quad (3). \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.4.6. Schéma de ferrailage :**



*Fig III.4.3 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.*



*Fig III.4.3. Schéma de ferrailage de la dalle*

**III.5. Calcul des poutres de chaînages :****III.5.1. Définition :**

- **Le chaînage horizontal :**

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher, afin de les rendre solidaires a l'ensemble de la construction. Elles ont les dimensions suivantes :

-h :la hauteur est supérieure ou égale a la hauteur du plancher(25cm).

-b :la largeur est égale a l'épaisseur totale du mur(30cm).

**III.5.2. Dimensionnement :**

La porte maximale de la poutre de chaînage est :  $L_{\max} = 4.70m$

Selon la condition de flèche :

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

$$31.33cm \leq h \leq 47cm$$

Selon (Art 9.3.3) [2] :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :  $h = 35cm$

$$b = 30cm$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×35).

**III.5.3. Calcul des sollicitations :**

Poids propre :  $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625KN/m$

Poids des murs :  $P_m = 2.83 \times (2.86 \times 0.3) = 2.42KN/m$

$$P_u = 1.35 \times (2.625 + 2.42) = 5.89 KN/m$$

$$P_s = 2.42 + 2.625 = 5.045KN/m$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 16.26KN m$$

**Calcul à l'ELU:**

$$M_t = 0.75M_u = 12.2KN.m$$

$$M_a = -0.5M_u = 8.13KN.m$$

**III .5.4. Le ferrailage :****a) Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m}$$

**Tableau III.5.1. : Armatures longitudinales.**

	$M$ (KN.m)	$d$ (m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	12.2	0.315	0.029	0.037	1.32	3HA10=2.36
En appui	8.13	0.315	0.019	0.024	0.75	3HA10=2.36

**b) Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm (Art III.3.b) [1]}$$

$$\text{Soit un cadre } \phi 8 \text{ plus une épingle } \phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$$

**c) Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm (Art A.5.1.2.2) [4]}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 67.43 \text{ cm.}$$

Le **RPA99/ version 2003** exige un espacement  $S_t \leq 20 \text{ cm}$ .

On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**III.5.5. Vérifications :****a) À l'ELU :****• Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14 \text{ cm}^2 < A_{cal} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

**• Effort tranchant :**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 10.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

**b) À l'ELS :**

**• Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_S = 13.93 \text{KNm}$$

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

Calcul de y :

$$A = 2.36 \text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.52 \text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 24613.16 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.25 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

**• La contrainte dans l'acier**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times 1.6 \right] = 240 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 213.6 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

**Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- ❖  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ❖  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- ❖  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{470} = 0,075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,075 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{30 \times 31.5} = 0.0024 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

**Calcul de la flèche :**

Moment d'inertie :

$$B_0 = b \times h + 15A_s = (30 \times 35) + (15 \times 2.36) = 1085.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right)$$

$$V_1 = 17.96 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17.04 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (V_2 + e) \quad (e = 3 \text{ cm enrobage})$$

$$I_0 = 108119.096 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m}^4))$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{2.36}{30 \times 31.5} = 0.0025$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 5.25 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 2.1 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

**Contraintes :**

( $\sigma_s$ ) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 77.96$$

- Inerties fictives ( $I_f$ ) :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = -0.66$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 7.5557 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$I_{f_{iv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 7.5557 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

**Evaluation des flèches :**

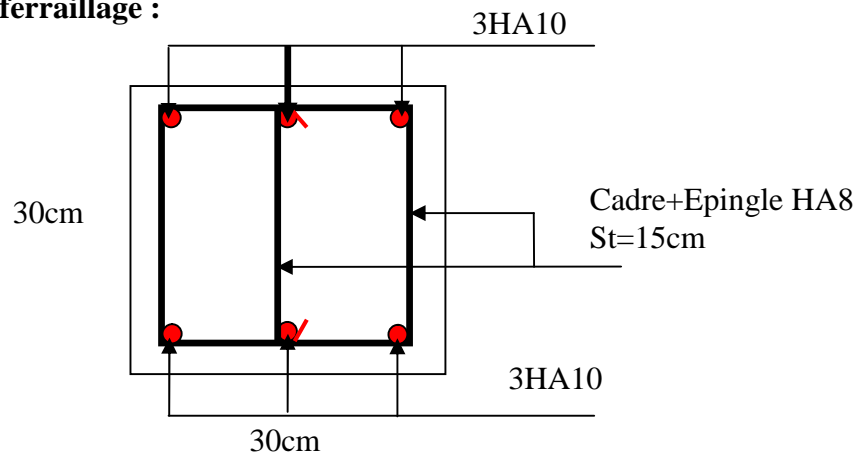
$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 0.309 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 0.927 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} = 0.618 \text{ m}$$

$$\Delta f = 618 \text{ mm} \leq f_{adm} = 800 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

**III.5.6. Schéma de ferrailage :**



**Figure III.5.1 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage**

**III.6. Etudes des escaliers :**

**Définition :**

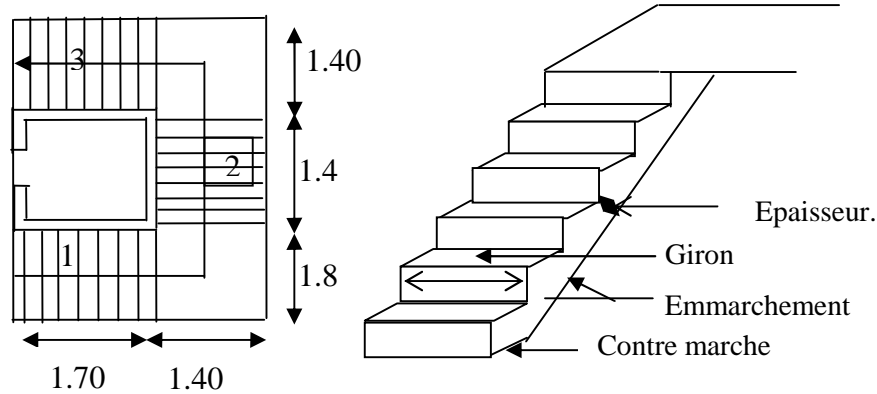
Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure les escaliers sont du même type : deux volées et un palier intermédiaire.



**III.6.1. Etude de l'escalier (type 1) :**

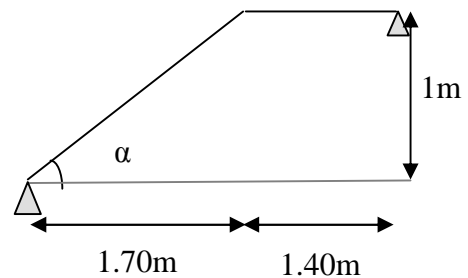
On a l'escalier du RDC, soupenne, la terrasse et l'étages courants sont presque identique, alors on se contente d'étudier le plus défavorable qui est celui d'étage courant .



**Fig. III.6.1** Vue en plan et en perspective de l'escalier.

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 14cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 14cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.



L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

**Etude de la volée (1) et (3) :**

- **Charges et surcharges :**

**Palier :**  $G_{palier} = 4.45 \text{ KN} / \text{m}^2$

**Volée :**  $G_{paillasse} = 7.615 / \cos 30.46 = 8.83 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$

- **Moments et efforts tranchants :**

**a) l'ELU :**

$q_v = 1.35 \times 8.83 + 1.5 \times 2.5 = 15.67 \text{ KN} / \text{ml}$

$$q_p = 1.35 \times 4.45 + 1.5 \times 2.5 = 9.76 \text{ KN / ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 22.42 \text{ KN}$$

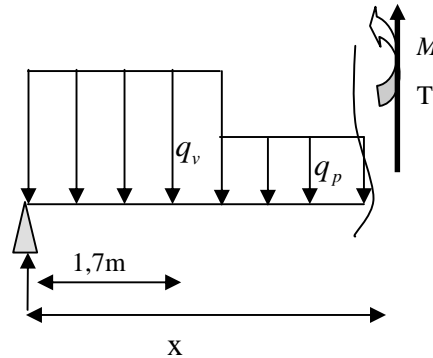
$$R_B = 17.88 \text{ KN}$$

$$M_0 = 16.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0,75M_0 = 12.03 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = 8.02 \text{ KN.m}$$

$$V_{Elu} = 26.157 \text{ KN}$$



b) l'ELS :

$$q_v = 8.83 + 2.5 = 11.33 \text{ KN / m}$$

$$q_p = 4.45 + 2.50 = 6.95 \text{ KN / m}$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 16.18 \text{ KN}$$

$$R_B = 12.81 \text{ KN}$$

$$M_0 = 11.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0,75M_0 = 8.66 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = 5.775 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = 18.94 \text{ KN}$$

• Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } M_t = 12.03 \text{ KN.m} \\ \text{En appuis: } M_a = 8.02 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

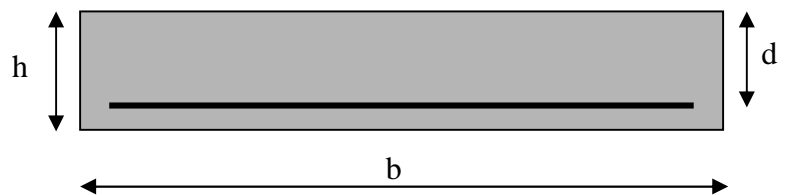


Fig III.6.2. Section à ferrailier

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 12.6 \text{ cm.} \\ h = 14 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{CAL}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{Adopté}$ ( $cm^2/ml$ )
En travée	12.03	0.0534	0.0686	0.123	2.81	4T10=3.14
En appuis	8.02	0.0356	0.045	0.124	1.86	4T8=2.01

Tableau III.6.1 Résumé des résultats de ferrailage.

• **Vérifications :**

a) **Vérification à l'ELU**

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

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28} / f_e = 0,23.1.0,126.2,1/400 = 1,51cm^2 / ml.$$

On a :  $A > A_{min}$  .....Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26.157 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0,207MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

$$\tau_u \leq 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25MPa$$

✓  $\tau_u = 0,207MPa < 1,25MPa$ . .....Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée :  $A_t \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785cm^2 / m$$

$$A_t \geq 0.785cm^2 / m$$

On choisit : 4T6 = 1.13cm<sup>2</sup>/m

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4}$$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_a \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit : 4T6 = 1,13 cm<sup>2</sup>/m

✓ **Ecartement des barres :**

**Armatures principaux:**  $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm}$

$$S_t \leq \min(42; 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartition :**  $S_t \leq \min(4 \times h; 45) \text{ cm}$

$$S_t \leq \min(56; 45) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

**b) Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

**En travée :**

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

$$\bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$(b/2) y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 47.1 \times y - 593.46 = 0$$

$$y = 3.01 \text{ cm}$$

$$I = 5.24 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.66 \times 10^{-3}}{5.24 \times 10^{-5}} \times 0.0301 = 4.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow \text{(Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).}$$

**En appuis :**

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

$$\bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$(b/2) y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 58,8 \times y - 740,88 = 0$$

$$y = 0.025 \text{ m}$$

$$I = 3.596 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.775 \times 10^{-3}}{3.596 \times 10^{-5}} \times 0.025 = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow \text{(Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \quad (3)$$

$$(1) : \frac{h}{l} = \frac{14}{3.1} = 0,045$$

$$\frac{1}{16} = 0,062$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$(2) : \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{14}{100} = 0,14$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{12.03}{10 \times 8.02} = 0,15$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 12,6} = 0,0025$$

$$\frac{2.4}{f_e} = \frac{2.4}{400} = 0,006$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$$y = 3.01 \text{ cm}, I = 5240.73 \text{ cm}^4, I_0 = 23792.2 \text{ cm}^4, \rho = 0,00159, \lambda_i = 13.16, \lambda_v = 5.266$$

$$E_i = 32456.597 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.866 \text{ Mpa}$$

$$M_{jser} = 3.82 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 6.89 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 8.85 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 122.476 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 160.95 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 205.06 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0 ; \mu_g = 0.0716 ; \mu_p = 0.1805$$

$$I_{f_{ij}} = -0.0002 \text{ m}^4 ; I_{f_{ig}} = 0.0001347 \text{ m}^4 ; I_{f_{ip}} = 7.7497 \times 10^{-5} \text{ m}^4 ; I_{f_{vg}} = 0.00019 \text{ m}^4$$

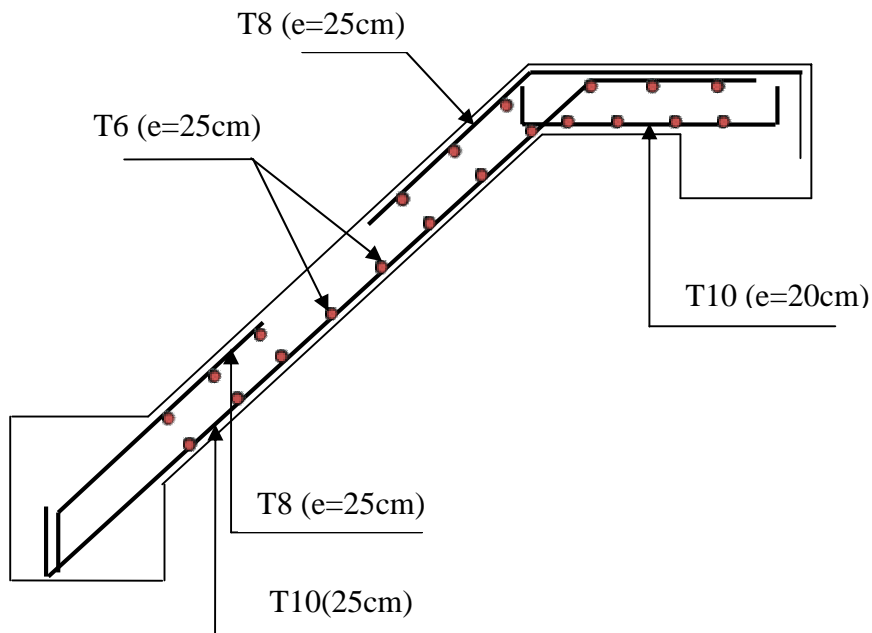
$$f_{ji} = -0.05597 \text{ cm} ; f_{gi} = 0.1516 \text{ cm} ; f_{pi} = 0.338 \text{ cm} ; f_{gv} = 0.3223 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.565 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ cm} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t < f_{adm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

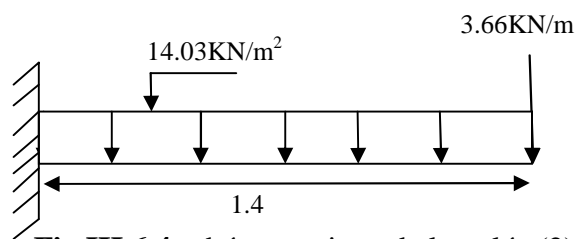
- **Schéma de ferrailage :**



**Fig .III.6.3.**Schémas du ferrailage des des volée (1)et (3)

**Etude de la volée (2) :**

L'étude de cette partie se fera en considérant la volée comme une console encastrée a l'un de ces extrémités comme indique la figure ci-dessous :



**Fig.III.6.4** schéma statique de la volée (2)

- **Evaluation des charges :**

$$G = 7.615 \text{ KN/m}^2 \quad , \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 14.03 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 10.115 \text{ KN/m}$$

$F_u = 1.35 \times 2.71 = 3.66 \text{ KN/m}$  (la charge concentrée due au poids propre des murs extérieurs a l'ELU)

$F_s = 2.71 \text{ KN}$  (la charge concentrée due au poids propre des murs extérieurs a l'ELS)

• **Les sollicitations :**

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + f \times l$$

$$M_u = \frac{14.03 \times 1.4^2}{2} + 3.66 \times 1.4 = 18.87 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + F_u = 14.03 \times 1.4 + 3.66 = 23.302 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{10.115 \times 1.4^2}{2} + 2.71 \times 1.4 = 13.71 \text{ KN.m}$$

• **Ferrailage :**

▪ **Armature principales :**

$$M = 18.87 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.084 ; \alpha = 0.109 ; Z = 0.12 \text{ m} ; A = 4.52 \text{ cm}^2$$

On choisit 6HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>

$A^{\setminus} = 0$  ( pas d'armatures comprimées )

▪ **Calcul des armatures de réparation :**

$$\text{En appuis : } A_r = A_a/4 = 4.71/4 = 1.177 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T8 soit  $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$

• **vérification :**

▪ **a l'ELU :**

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

Il faut vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\text{Tel que } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23.3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.126 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$1.52 < 4.71$  c'est vérifiée

✓ **Calcul des espacements :**

Sens principale :  $s_t < \min(2e ; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} > 16.5$  vérifiée

Sens secondaire :  $s_t \leq \min(3^e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25$  vérifiée

▪ **a l'ELS :**

❖ **la contrainte dans le béton :**



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

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

$$Y = 3.57 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7.28 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.71 \times 10^{-3}}{7.28 \times 10^{-5}} \times 0.0357 \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.72 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

❖ **la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e}$$

On a la 2eme condition n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul a la flèche

**J** (charge permanente sans revêtements) = **4.45KN/m<sup>2</sup>**

**g** (charge permanente avec revêtements) = **7.615KN/m<sup>2</sup>**

**p** (charges combinées) = **10.115KN/m<sup>2</sup>**

$$y = 3.57 \text{ cm}, I = 7.2775 \times 10^{-5} \text{ m}^4, I_0 = 2.49 \times 10^{-4} \text{ m}^4, \rho = 0,0037, \lambda_i = 5.618, \lambda_v = 2.247$$

$$E_i = 32456.5969 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.8656 \text{ Mpa}$$

$$M_{jser} = 0.71 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 1.21 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 1.61 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 13.187 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 22.566 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 29.975 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0 ; \mu_g = 0 ; \mu_p = 0$$

$$If_{ij} = -11595 \text{ cm}^4 ; If_{ig} = -14831 \text{ cm}^4 ; If_{ip} = -18511 \text{ cm}^4 ; If_{vg} = -194903 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = -0.003691 \text{ cm} ; f_{gi} = -0.004938 \text{ cm} ; f_{pi} = -0.005255 \text{ cm} ; f_{gv} = -0.001127 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.002246 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ cm} = \frac{140}{500} = 0.28 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t < f_{adm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

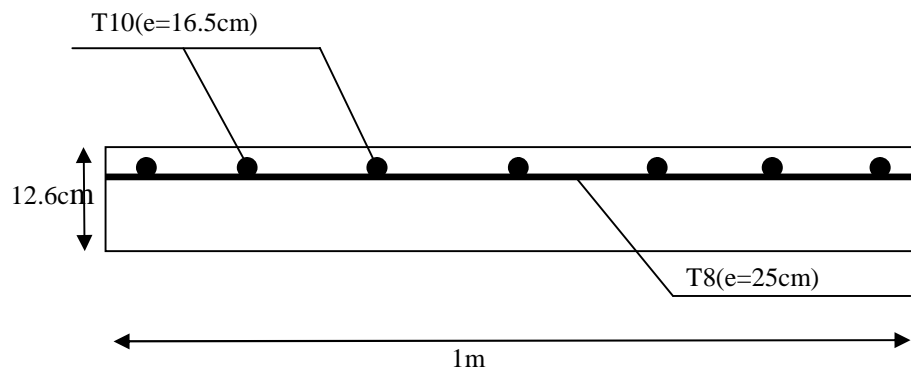


Fig.III.6.5.Schéma de ferrailage de la volée (2)

### III.6.2.Eudes de l'escalier (type2) :

Les volées (1) et (2) elles seront ferrillées de la même manière que c'elles de l'escalier type (1).

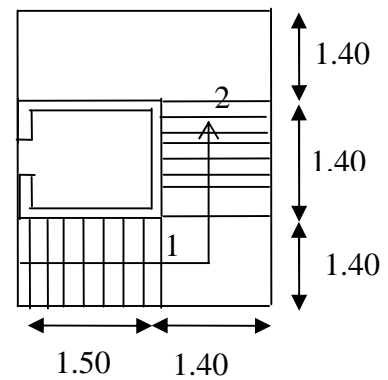


Fig.III.6.6 : Vue en plan de l'escalier d'entresol

# CHAPITRE IV

### IV.1. Introduction :

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par "manière adéquate" la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

### 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)

La force sismique  $V$ ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (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 ⇒ A = 0.15

• R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :

R = 5

• Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec : } \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observée	P <sub>q</sub> /xx	Observée	P <sub>q</sub> /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
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

**Tableau IV .1.** Valeurs des pénalités Pq.

Donc

Q = 1.2

• W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids Wi ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n Wi \text{ avec } Wi = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.60$  ; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.20$ .

D'après le sap 2000 V14 :

$$W = \sum W_i = 73390.82 \text{ KN}$$

- $D$  : 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 ( $\eta$ ). 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  $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site 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  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 42.96m$$

$C_T$  : 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 :  $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (42.96)^{3/4} = 0.84 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 11.95m, \quad L_y = 26.19m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 1.12s \\ T_y = 0.76 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.84 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.76 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.84} \right)^{2/3} = 1.43 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.76} \right)^{2/3} = 1.53 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.84 = 1.09s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.76 = 0.99s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.43 \times 1.2}{5} \times 73390.82 = 3148.47 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.53 \times 1.2}{5} \times 73390.82 = 4379.23 \text{ KN}$$

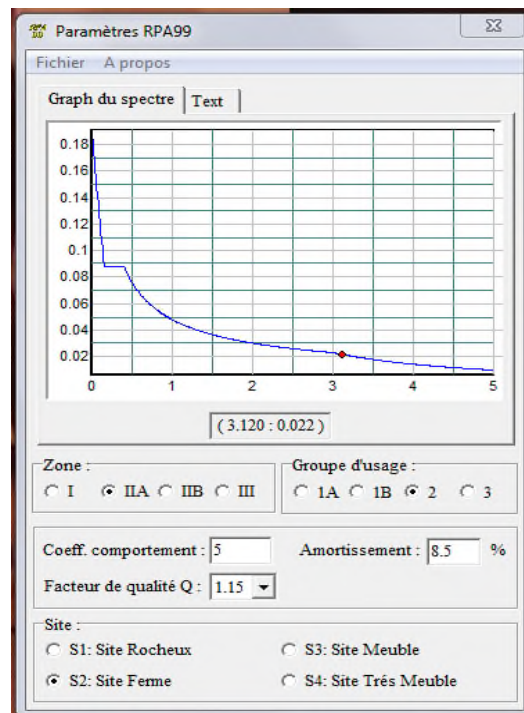
**IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :**

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Form4-13)}$$



**Fig IV.1. Spectre de repense**



### 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 résultants 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 SAP2000 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, les 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. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

#### IV.5.1 disposition des voiles

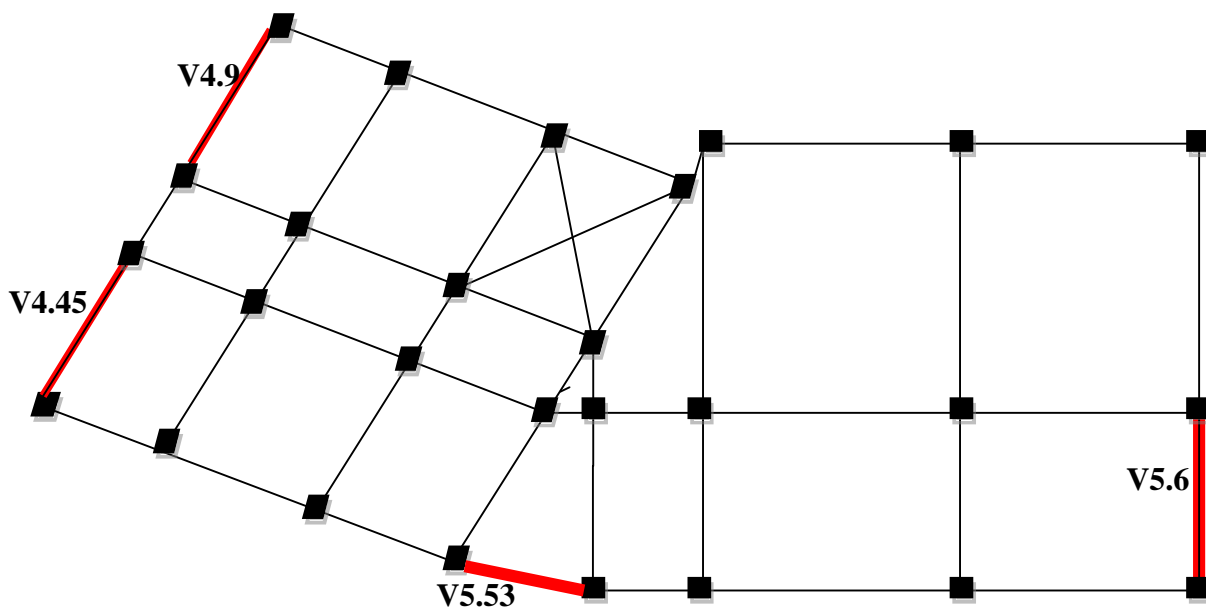


Fig. IV.1: Disposition des voiles.

**a) Mode de vibration et taux de participation des masses :**

les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
	Sec				
1	1,03075	0,56118	0,1356	0,56118	0,1356
2	0,87455	0,13024	0,56301	0,69142	0,69861
3	0,64522	0,01174	0,00223	0,70316	0,70084
4	0,27513	0,13546	0,02887	0,83862	0,72972
5	0,23312	0,02567	0,13684	0,86428	0,86656
6	0,16153	0,00268	0,0015	0,86696	0,86806
7	0,14262	6,266E-06	4,648E-06	0,86697	0,86807
8	0,13802	0,00033	1,444E-05	0,8673	0,86808
9	0,13734	0,00142	0,00014	0,86872	0,86823
10	0,13641	1,216E-07	1,912E-06	0,86872	0,86823
11	0,1356	6,905E-05	6,946E-06	0,86879	0,86823
12	0,13474	7,998E-07	4,142E-08	0,86879	0,86823
13	0,13384	0,00017	0,000026	0,86897	0,86826
14	0,13294	4,607E-06	3,675E-07	0,86897	0,86826
15	0,13267	0,04533	0,00883	0,91431	0,87709
16	0,13212	0,00027	6,281E-05	0,91457	0,87715
17	0,1314	2,689E-07	2,15E-07	0,91457	0,87715
18	0,13077	2,688E-06	1,458E-06	0,91457	0,87715
19	0,13034	3,482E-08	4,193E-08	0,91457	0,87715
20	0,11174	0,00917	0,04816	0,92374	0,92532

Tableau IV.2 Mode de vibration et taux de participation des masses.

**IV.5.2. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :****- Justification de l'interaction voiles-portiques :**

L'article 3-4-4-a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interaction à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

**a) Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

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

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entre sol	79309,51	2394,881	97,06885	2,931153
RDC	67022,93	5739,812	92,11161	7,888394
Soupenete	58381,562	5797,568	90,96658	9,033416
1 <sup>er</sup> étage	53758,247	5334,489	90,97268	9,027318
2 <sup>ème</sup> étage	48367,065	4839,71	90,90396	9,096041
3 <sup>ème</sup> étage	44164,612	4313,271	91,1026	8,8974
4 <sup>ème</sup> étage	37647,504	3777,542	90,88102	9,118981
5 <sup>ème</sup> étage	32295,397	3236,917	90,89022	9,109784
6 <sup>ème</sup> étage	26947,243	2692,813	90,91495	9,085047
7 <sup>ème</sup> étage	21603,641	2145,941	90,9643	9,0357
8 <sup>ème</sup> étage	16265,495	1596,641	91,06131	8,93869
9 <sup>ème</sup> étage	10935,006	1045,167	91,27586	8,724139
10 <sup>ème</sup> étage	5613,474	488,609	91,99275	8,007249

Tableau IV.3. montre les résultats d'interaction sous charges verticales

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

**b) Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Niveaux	Sens x-x			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V (%)
Entre sol	2292,141	859,277	72,7336393	27,2663607
RDC	1081,739	2015,305	34,9281121	65,0718879
Soupenete	969,851	2007,005	32,5797083	67,4202917
1 <sup>er</sup> étage	1089,822	1797,168	37,7494207	62,2505793
2 <sup>ème</sup> étage	1144,132	1578,421	42,0242324	57,9757676
3 <sup>ème</sup> étage	1219,148	1365,525	47,1683652	52,8316348
4 <sup>ème</sup> étage	1163,225	1165,811	49,9444835	50,0555165
5 <sup>ème</sup> étage	1137,297	983,537	53,624989	46,375011
6 <sup>ème</sup> étage	1090,45	813,544	57,2717141	42,7282859
7 <sup>ème</sup> étage	1023,165	641,1	61,4784905	38,5215095
8 <sup>ème</sup> étage	941,679	451,501	67,5920556	32,4079444
9 <sup>ème</sup> étage	856,907	288,003	74,8449223	25,1550777

10 <sup>ème</sup> étage	888,044	497,334	64,1012056	35,8987944
-------------------------	---------	---------	------------	------------

Tableau IV.4. Montre les résultats d'interaction sous charges horizontales en S X-X

Niveaux	Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
Entre sol	2423,929	1012,121	70,5440549	29,4559451
RDC	1184,963	2173,36	35,2843666	64,7156334
Soupenite	1164,212	2052,417	36,193543	63,806457
1 <sup>er</sup> étage	1322,765	1816,487	42,1363115	57,8636885
2 <sup>ème</sup> étage	1378,452	1589,781	46,4401548	53,5598452
3 <sup>ème</sup> étage	1473,305	1373,241	51,7576389	48,2423611
4 <sup>ème</sup> étage	1376,543	1171,642	54,0205283	45,9794717
5 <sup>ème</sup> étage	1331,502	987,001	57,4293844	42,5706156
6 <sup>ème</sup> étage	1261,848	813,115	60,8130362	39,1869638
7 <sup>ème</sup> étage	1168,76	635,404	64,7812505	35,2187495
8 <sup>ème</sup> étage	1060,33	441,083	70,6221406	29,3778594
9 <sup>ème</sup> étage	923,715	277,192	76,9181127	23,0818873
10 <sup>ème</sup> étage	986,237	536,82	64,7537814	35,2462186

Tableau IV.5. Montre les résultats d'interaction sous charges horizontales en S Y-Y

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

1) Comportement de la structure :

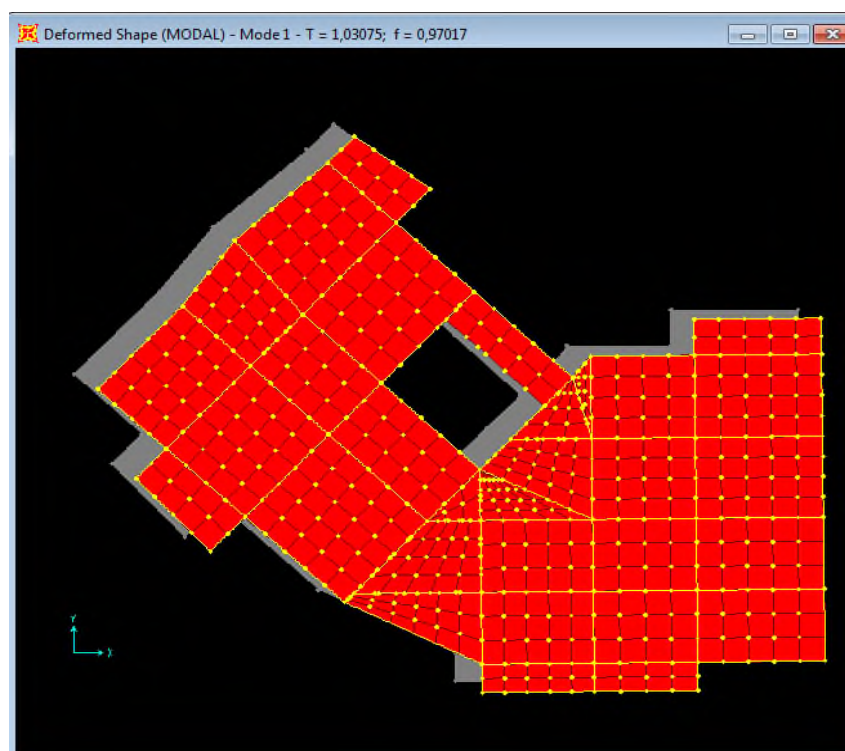
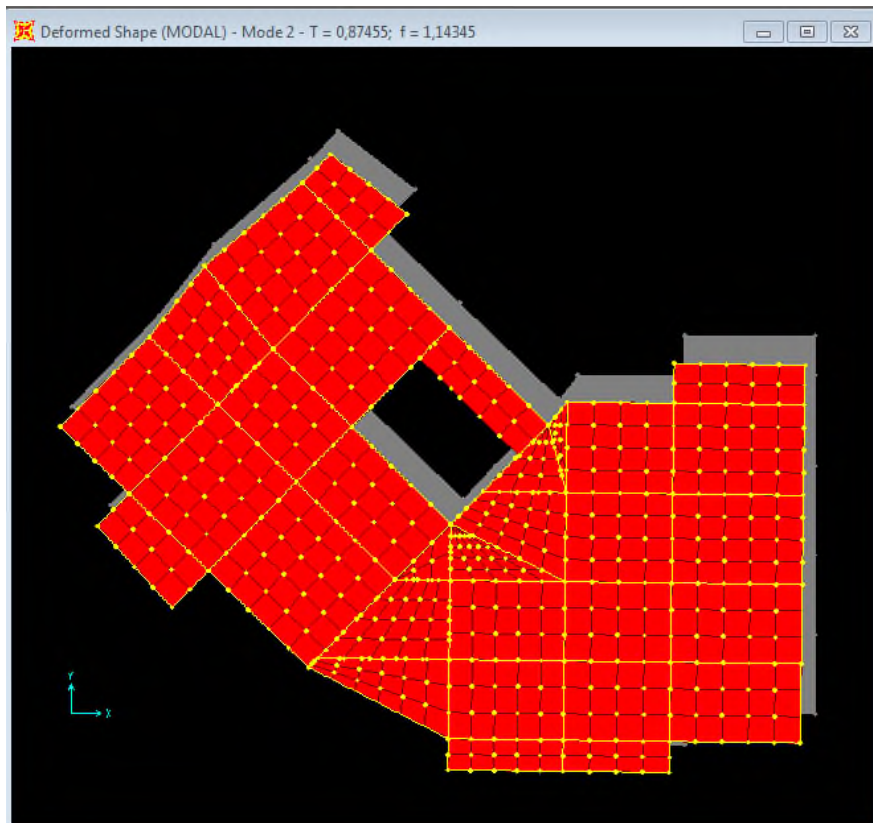
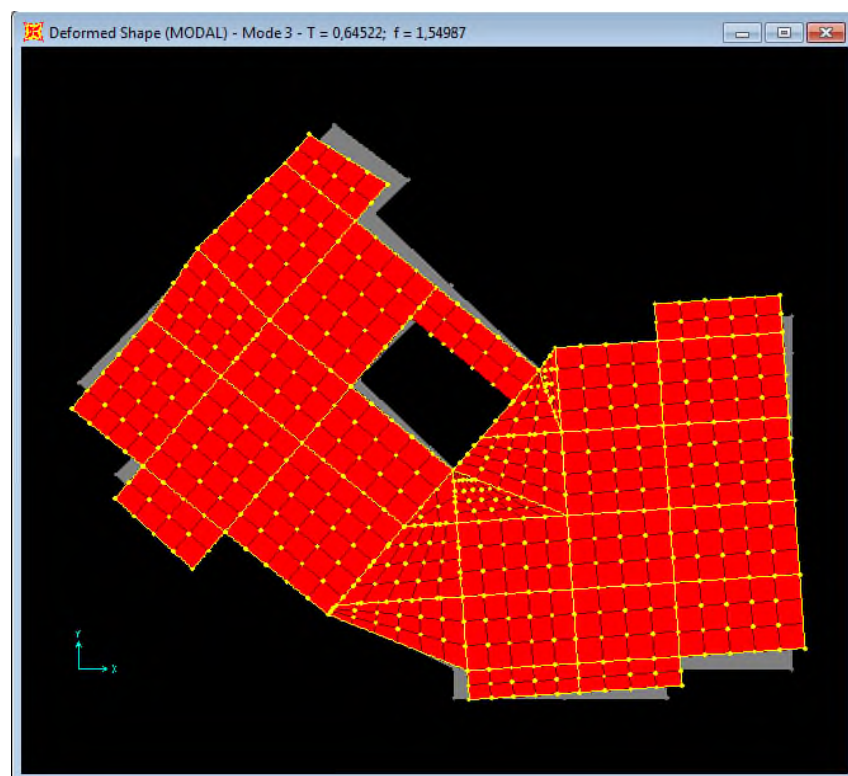


Fig. IV.2. Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.



**Fig. IV.3. Mode 1, Translation suivant l'axe Y-Y.**



**Fig. IV.4. Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z**

**IV.5.3.1.Vérification de l’effort normal réduit :**

Il est exigé de faire la vérification à l’effort normal réduit pour éviter l’écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$V = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{(IV-8)} \quad \text{Art( 7.4.3.1)}$$

Tel que :  $N$  : L’effort normal maximal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

$B$  : Section du béton.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression.

niveaux	B(Cm <sup>2</sup> )	N(KN)	V	remaeque
Entre solSauptente RDC	80*80	4248,123	0,265507688	Vérifiée
1 <sup>em</sup> étage	75*75	3909,177	0,27798592	Vérifiée
3 <sup>em</sup> étage	70*70	2566,95	0,209547	Vérifiée
5 <sup>em</sup> étage	65*65	1944	0,1840476	Vérifiée
7 <sup>em</sup> étage	60*60	1327,24	0,1474714	Vérifiée
9 <sup>em</sup> étage	55*55	714,667	0,0945014	Vérifiée

**Tableau IV.6.** Résumé des résultats

**IV.5.3.2.Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En se référant à l’article **4-3-6 du RPA99/Version2003**, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  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  $V_{st}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Sens	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dy} / V_{st}$	Remarque
x-x	3210,737	3675,88	0,8734608	Vérifiée
y-y	3482,597	3675,88	0,94741858	Vérifiée

**Tableau IV.7.** Vérification de la résultante des forces sismiques

**IV.5.3.3.Calcul des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

Avec :  $\delta_{k_x} = R \times \delta_{ekx}$      $\delta_{kx} = R \times \delta_{ekx}$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$

**RPA99** (Article 5.10)

Niveau	Sens xx					
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ m	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ %
13	0,0167	0,0835	0,0775	0,0060	3.06	0,20
12	0,0155	0,0775	0,071	0,0065	3.06	0,21
11	0,0142	0,071	0,064	0,0070	3.06	0,23
10	0,0128	0,064	0,0565	0,0075	3.06	0,25
9	0,0113	0,0565	0,049	0,0075	3.06	0,25
8	0,0098	0,049	0,041	0,0080	3.06	0,26
7	0,0082	0,041	0,0335	0,0075	3.06	0,25
6	0,0067	0,0335	0,026	0,0075	3.06	0,25
5	0,0052	0,026	0,0185	0,0075	3.06	0,25
4	0,0037	0,0185	0,012	0,0065	3.06	0,21
3	0,0024	0,012	0,0065	0,0055	3.06	<b>0,18</b>
2	0,0013	0,0065	0,002	0,0045	3.06	<b>0,15</b>
1	0,0004	0,002	0	0,0020	3.06	<b>0,07</b>

**Tableau IV.8.** Vérification des déplacements sens X-X

Niveau	Sens yy					
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ m	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
13	0,0202	0,101	0,094	0,0070	3.06	<b>0,23</b>
12	0,0188	0,094	0,086	0,0080	3.06	<b>0,26</b>
11	0,0172	0,086	0,0775	0,0085	3.06	<b>0,28</b>
10	0,0155	0,0775	0,069	0,0085	3.06	<b>0,28</b>
9	0,0138	0,069	0,06	0,0090	3.06	<b>0,29</b>
8	0,012	0,06	0,0505	0,0095	3.06	<b>0,31</b>
7	0,0101	0,0505	0,0415	0,0090	3.06	<b>0,29</b>
6	0,0083	0,0415	0,032	0,0095	3.06	<b>0,31</b>
5	0,0064	0,032	0,0235	0,0085	3.06	<b>0,28</b>
4	0,0047	0,0235	0,0155	0,0080	3.06	<b>0,26</b>
3	0,0031	0,0155	0,0085	0,0070	3.06	<b>0,23</b>
2	0,0017	0,0085	0,003	0,0055	3.06	<b>0,18</b>
1	0,0006	0,003	0	0,0030	3.06	<b>0,10</b>

**Tableau IV.9.** Vérification des déplacements sens Y-Y

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 0.95 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}.$$

#### IV.5.3.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \text{ RPA99 (Article 5.9)}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur d'étage (k)

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens xx			Sens yy		
			$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
13	3.06	5640,954	0,0060	1385,378	0,008	0,0070	1523,057	0,008
12	3.06	11075,429	0,0065	1144,91	0,021	0,0080	1200,907	0,024
11	3.06	16513,486	0,0070	1393,18	0,027	0,0085	1501,413	0,031
10	3.06	21956,704	0,0075	1664,265	0,032	0,0085	1804,164	0,034
9	3.06	27402,77	0,0075	1903,994	0,035	0,0090	2074,963	0,039
8	3.06	32850,513	0,0080	2120,834	0,040	0,0095	2318,503	0,044
7	3.06	38298,704	0,0075	2329,036	0,040	0,0090	2548,185	0,044
6	3.06	44819,669	0,0075	2584,673	0,043	0,0095	2846,546	0,049
5	3.06	49191,58	0,0075	2722,553	0,044	0,0085	2968,233	0,046
4	3.06	54633,483	0,0065	2886,99	0,040	0,0080	3139,252	0,045



<b>3</b>	3.06	58667,381	0,0055	2976,856	0,035	0,0070	3216,629	0,042
<b>2</b>	3.06	65883,242	0,0045	3097,044	0,031	0,0055	3358,323	0,035
<b>1</b>	3.06	73390,82	0,0020	3151,418	0,015	0,0030	3436,05	0,021

**Tableau IV.12.** Vérification des effets P- $\Delta$ .

La condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés.

**Conclusion :**

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donnée 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, et 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.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

# CHAPITRE V

## Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

### V.1. Etude des poteaux :

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Leur ferrailage se fait selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

- |                 |   |                            |
|-----------------|---|----------------------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | } | <b>RPA99 (Article 5.2)</b> |
| 2) $G+Q$        |   |                            |
| 3) $G+Q+E$      |   |                            |
| 4) $G+Q-E$      |   |                            |
| 5) $0.8G+E$     |   |                            |
| 6) $0.8G-E$     |   |                            |

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

- |            |   |                   |
|------------|---|-------------------|
| $N_{\max}$ | → | $M$ correspondant |
| $N_{\min}$ | → | $M$ correspondant |
| $M_{\max}$ | → | $N$ correspondant |

#### V.1.1. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

##### ❖ Les armatures longitudinales : RPA99/2003(Art7.4.2.1)

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 est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $S_t$ ) 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  $h'$  tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right).$$

$h_e$ : hauteur d'étage.

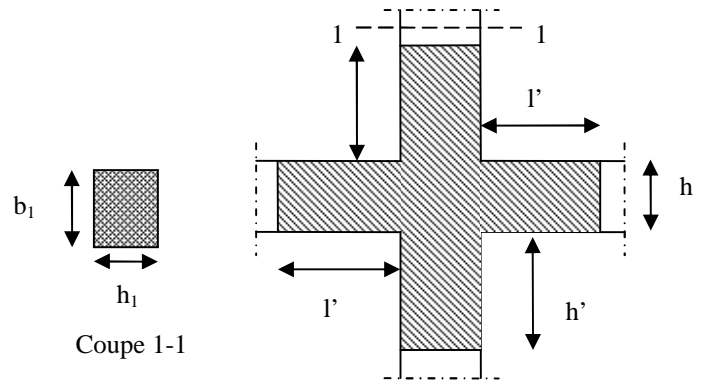


Fig.5.4-la zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement
Entre sol RDC et la soupenste	80*80	51.2	256	384
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	75*75	45	225	337.5
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	70*70	39.2	196	294
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	65*65	33.8	169	253.5
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	60*60	28.8	144	216
9,10 et 11 <sup>ème</sup> étage	55*55	42.2	121	181.5

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA

❖ Les armatures transversales : RPA99 (Article 7.4.2.2)

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

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

Où :  $V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

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

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

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

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

du poteau).

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

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

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

avec :  $\lambda_g = l f / b_1$  ou  $\lambda_g = l f / h_1$ , et  $l f$  longueur de flambement du poteau.

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

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

$$- 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

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

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi$ .

### V.1.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N > 0$  : effort de traction.

$N < 0$  : effort de compression.

Section	co m	$N_{\min}$ , $M_{\text{corr}}$		co m	$M_{\max}$ , $N_{\text{corr}}$		co m	$N_{\max}$ , $M_{\text{corr}}$		$V_t(\text{KN})$
		N (KN)	M KN.m		M KN.m	N (KN)		N (KN)	M KNm	
80*80	3	632.51	288.68	3	660.99	1061.32	3	6563.57	315.03	267.39
75*75	3	492.09	87.2	3	603.5	3095.55	3	4035.93	170.8	216.40
70*70	5	240.18	50.92	3	580.67	3639.15	1	3604.88	292.2	210.3
65*65	5	83.89	36.94	3	591.17	2267.34	1	2769.76	280.17	180.77
60*60	3	67.65	27.17	3	450.76	419.09	3	1955.71	292.57	160.3
55*55	5	52.68	23.14	1	437.22	355.83	3	1162.81	210.00	120.1

Tableau V.2.Sollicitations dans les poteaux.

### V.1.3. Calcul du ferrailage :

#### V.1.3.1. Ferrailage longitudinal:

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

- Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{min} = 54.858\text{KN}$        $M_{cor} = 717.9489\text{KN.m}$
- $M_{max} = 315.3981\text{KN.m}$      $N_{cor} = 5902.357\text{KN}$
- $N_{max} = 6563.574\text{KN}$        $M_{cor} = 315.0254\text{KN.m}$

**a) Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  :**

$$d = 0.9 \text{ h} = 0.9 \times 0.8 = 0.72; \quad d' = 0.08\text{m}$$

$$N = 6563.574\text{KN}$$

$$M = 315.025\text{KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.05\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.8/2 = 0.4\text{m} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - M_A \leq (0.337h - 0.81d')b.h.f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times (d - h/2) = 315.025 + 6563.574 \times (0.72 - 0.4) = 2415.37\text{KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 6563.574 \times 10^{-3} \times (0.72 - 0.08) - 2415.3 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 0.8 - 0.81 \times 0.08) \times 0.8^2 \times 14.2$$

$$1.78 \leq 1.86 \text{ vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2415.37 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.41$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.29$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.636\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{2415.37 \times 10^{-3}}{0.636 \times 348} = 109.13\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -18.84\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

**a) Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

$$M = 660.99\text{KN.m}, \quad N = 1061.32\text{KN} \Rightarrow e_G = 0.62\text{m} > 0.45\text{m}$$

$\Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures

$\Rightarrow$  Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$M_A = 1000.61\text{KN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.169$$

$$\alpha = 0.111 \Rightarrow z = 0.68\text{m} \Rightarrow A_1 = 36.78\text{cm}^2 \Rightarrow A = 10.24\text{cm}^2$$

**b) Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

$$M = 288.68\text{KN.m}, \quad N = 632.51\text{KN} \Rightarrow e_G = 0.45\text{m} > 0.40\text{m}$$

$\Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures

⇒ Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$M_A = 628.30 \text{ KN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.106$$

$$\alpha = 0.068 \Rightarrow z = 0.7 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 23.09 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 7.28 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Niveau	Section	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{RPA}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )	Barres
<b>ES , RDC et SP</b>	80*80	10.24	51.2	52.81	<b>4T25+8T20+4T16</b>
<b>1 et 2<sup>ème</sup> étage</b>	75*75	<0	45	45.77	<b>12T20+4T16</b>
<b>3 et 4<sup>ème</sup> étage</b>	70*70	<0	39.2	41.21	<b>8T16+8T20</b>
<b>5 et 6<sup>ème</sup> étage</b>	65*65	<0	33.8	36.7	<b>4T20+12T16</b>
<b>7 et 8<sup>ème</sup> étage</b>	60*60	<0	28.8	30.29	<b>12T16+4T14</b>
<b>9,10 et 11<sup>ème</sup> étage</b>	55*55	<0	24.2	24.63	<b>16T14</b>

**Tableau V.3.** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

### V.1.3.2. Sections des armatures transversales dans les poteaux :

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**.

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

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

les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveau	E.S	RDC	S.P	E1.E2	E3.E4	E5.E6	E7.E 8	E9.E10 et E11
<b>Section (cm)</b>	80*80	80*80	80*80	75*75	70*70	65*65	60*60	55*55
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2.5	2.5	2.5	2	2	2	1.6	1.4
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	16	1.6	1.6	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	262	214	214	214	214	214	214	214
$\lambda_g$	3.27	2.67	2.67	2.85	3.05	3.89	3.29	3.89
$V_u$ (KN)	267.39	267.39	267.39	216.4	210.3	180.77	160.3	120.1

<b>S<sub>t</sub> zone nodale (cm)</b>	10	10	10	10	10	10	10	10
<b>S<sub>t</sub> zone courante (cm)</b>	15	15	15	15	15	15	15	15
<b>A<sup>t</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	4.7	4.7	4.7	4.05	4.22	3.9	3.75	3.07
<b>A<sup>t</sup><sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.79	2.79	2.79	5.67	5.62	5.12	4.84	4.68
<b>A<sup>t</sup><sub>adoptée</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4cadr s T10	4cadr s T10	4cadr s T10	4cadr s T10	4cadr es T10	4cadr s T10	4cadr es T10	4cadr s T10

**Tableau V.4.** Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

**V.1.4. Vérifications :**

✓ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Selon le BAEL99(Art4.4.1) Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq N_{max} \quad \text{CBA 93(Article$$

B.8.4.1)

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$  : longueur de flambement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha/1.10$ .

L'élancement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$  pour les sections rectangulaires,



Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de

$l_0 = 3.74\text{m}$  et un effort normal égal à : 4035.93 KN.

$L_f = 0.7 * l_0 = 2.618\text{m}$  (Longueur de flambement).

$i = (I/A)^{1/2} = 23.09\text{cm}$  (Rayon de giration)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 11.34 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.833$$

$B_r = (80-2) * (80-2) = 5329\text{cm}^2$  (Section réduite).

$$N_u = 0.826 \left( \frac{0.5329 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) + 52.81 \times 10^{-4} \frac{400}{1.15} = 11221.52\text{KN}.$$

On a  $N_{\max} = 6563.574\text{KN} < N_u = 11221.52\text{KN}$ .

Condition vérifiée.

Donc pas de risque de flambement. Le tableau ci dessous résume les calculs effectués.

Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	i (cm)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>ultime</sub> (KN)
<b>80*80</b>	374	262	23.09	11.34	0.833	52.81	6084	6563.574	11221.52
<b>75*75</b>	306	214	21.65	9.88	0.836	45.77	5329	4035.93	9743.39
<b>70*70</b>	306	214	20.2	10.59	0.834	41.21	4624	3604.88	8669.24
<b>65*65</b>	306	214	18.7	11.454	0.832	41.21	3654	1321.353	9816.268
<b>60*60</b>	306	214	17.32	12.35	0.83	30.29	3364	1955.76	6223.56
<b>55*55</b>	306	214	15.87	13.48	0.826	24.63	2809	1162.81	5146.69

**Tableau V.5.**Justification de l'effort normal ultime.

Du tableau ci-dessus on ne constate que  $N_{\max} < N_u$

Donc pas de risque de flambement.

✓ **Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a :  $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

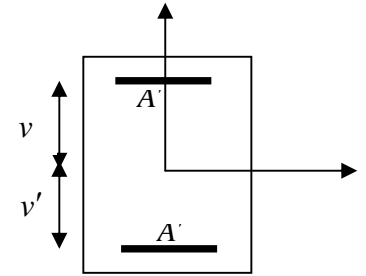


Fig.V.1. Section d'un poteau

Les résultats sont résumés dans le tableau ci dessous :

Niveau	E.S,RDC,S.P	E1.E2	E3.E4	E5.E6	E7.E8	E9.E10 et E11
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	80*80	75*75	70*70	65*65	60*60	55*55
<b>d(cm)</b>	72	67.5	63	58.5	54	49.5
<b>A(cm<sup>2</sup>)</b>	0.792	0.631	0.551	0.477	0.405	0.339
<b>V(cm)</b>	44.19	42.42	38.73	34.60	33.35	30.42
<b>V'(cm)</b>	35.81	32.58	31.27	30.4	26.65	24.58
<b>I<sub>yy'</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	0.042	0.033	0.0251	0.0188	0.0136	0.0135
<b>N<sub>ser</sub>(KN)</b>	3938.87	3223.01	2601.53	1739.23	1404.54	828.75
<b>M<sub>ser</sub>(KN.m)</b>	235.81	226.26	213.79	209.92	204.23	193.09
<b>σ<sub>bc</sub>(MPa)</b>	7.83	7.86	7.9	7.42	8.38	6.73
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	15	15	15	15	15	15
<b>observation</b>	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.6.Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

## ✓ Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

RPA 99 (Article 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci dessous :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
ES.RDCet S.P	80*80	3.27	0.04	72	267.39	0.46	1	vérifiée
1et2 <sup>eme</sup> étage	75*75	3.8	0.04	67.5	216.4	0.42	1	vérifiée
3et4 <sup>eme</sup> étage	70*70	3.05	0.04	63	210.3	0.47	1	vérifiée
5et6 <sup>eme</sup> étage	65*65	3.29	0.04	58.5	180.77	0.47	1	vérifiée
7et8 <sup>eme</sup> étage	60*60	3.56	0.04	54	160.3	0.49	1	vérifiée
9,10et11 <sup>eme</sup> étage	55*55	3.89	0.07	49.5	120.1	0.44	1	vérifiée

Tableau V.7.Vérification des contraintes tangentielles.

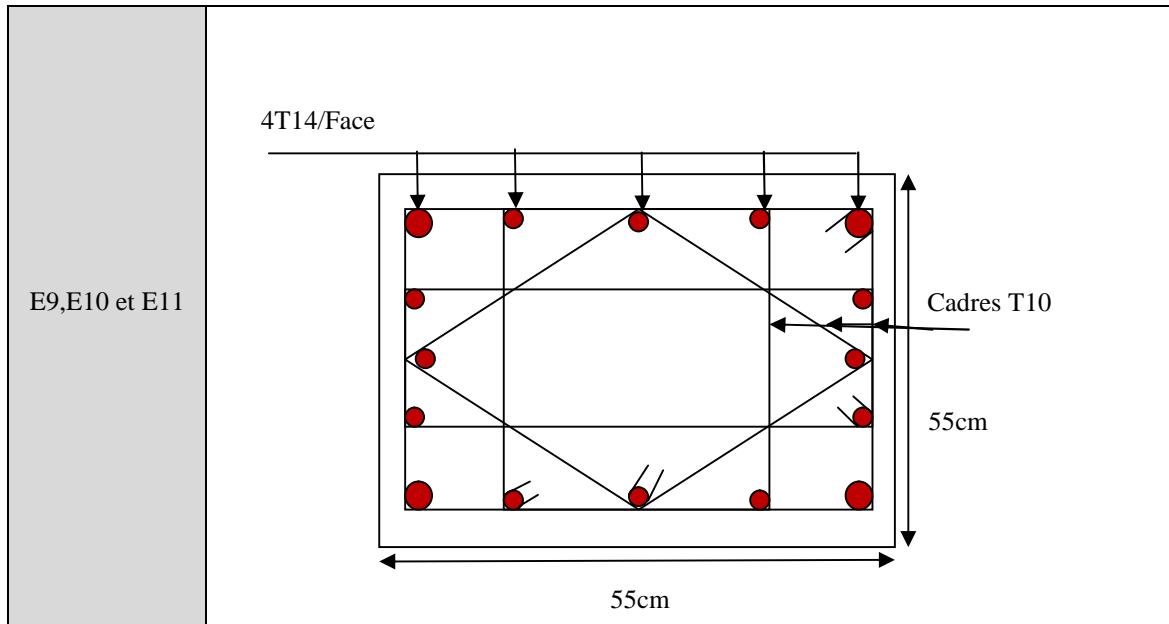
Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Schémas de ferrailages des poteaux :

Tableau V.8. Vérification des sections des poteaux.

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
E.S , RDC et S.P	<p>2T25/Face</p> <p>2T20/Face</p> <p>1T16/Face</p> <p>Cadres T10</p> <p>80cm</p> <p>80cm</p>
E1 et E2	<p>1T16/Face</p> <p>4T20/Face</p> <p>Cadres T10</p> <p>75cm</p> <p>75cm</p>

<p>E3 et E4</p>	
<p>E5 et E6</p>	
<p>E7 et E8</p>	



## V.2. Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a trois types de poutres à étudier :

- poutres principales ( $50 \times 35$ ),
- poutres secondaires ( $50 \times 35$ ),

### V.2.1. Recommandation du RPA99/2003:

#### A) Armatures longitudinales: RPA99-2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante,
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

#### B) Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

$b$  : largeur de la poutre.

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

–  $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{\min})$  en zone nodale,

–  $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Avec :  $h$  : hauteur de la poutre

$\Phi_1$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.2.2. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

#### a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures ( $A_{min}$ ).

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Etage	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Entre sol, RDC et soupenete	Poutre principale	35×45	Appui	186.67	213.79	14.46	7.875	3T20+3T16 = 15.45
			Travée	95.39		6.87		3T16 = 6.03
	Poutre secondaire	35×40	Appui	168.98	179.32	11.25	7.00	6T16 = 12.06
			Travée	16.51		2.23		3T16 = 6.03
Etages courants	Poutre principale	35×45	Appui	173.43	173.46	13.62	7.875	3T20+3T14 = 14.04
			Travée	75.43		5.35		3T16 = 6.03
	Poutre secondaire	35×40	Appui	139.87	85.59	10.06	7.00	3T16+3T14=10.65
			Travée	13.41		2.23		3T14 = 4.62

**Tableau V.9 :** Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.

**Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 :****Pourcentage maximum des armatures longitudinales :****Poutres principales :**

**En zone courante :**  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 > A \rightarrow$  condition vérifiée

**En zone de recouvrement :**

$A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2 > A \rightarrow$  condition vérifiée

**Poutres secondaires :**

**En zone courante :**  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A \rightarrow$  condition vérifiée

**En zone de recouvrement :**

$A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A \rightarrow$  condition vérifiée

**Les longueurs de recouvrement :**

- La longueur minimale des recouvrements est de  $L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$  Soit :  $L_r = 80 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$  Soit :  $L_r = 80 \text{ cm}$

$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$  Soit :  $L_r = 80 \text{ cm}$

**b) Les armatures transversales :****Calcul de  $\phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L_{\min}}\right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(1.29 \text{ cm}; 3.5 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm})$$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour toutes les poutres

**Calcul de l'espacement :****Selon le RPA :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right),$$



Poutres principales :  $S_t \leq \text{Min}(11.25 \text{ cm}, 14.4 \text{ cm}, 30 \text{ cm})$  Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires :  $S_t \leq \text{Min}(10 \text{ cm}, 14.4 \text{ cm}, 30 \text{ cm})$  Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm}$  ; Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$  ; Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_r^{\min} = 0.003 \times s \times d = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow$  La condition est vérifiée

### V.2.3. Vérifications à l'ELU :

#### - Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

#### - Contrainte tangentielle maximale :

$$\text{- Vérification de l'effort tranchant : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	245.8	1.65	Vérifiée
Poutres secondaires	179.32	1.37	Vérifiée

Tableau V.10 : Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa}$  donc : Pas de risque de cisaillement

#### - Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

**Poutres principales :**

**Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [213.79 - \frac{186.67}{0.9 \times 0.425}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -7.88 \text{ cm}^2$$

aucune vérification à faire

**Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 90.16 \times 10^{-3}}{400} = 2.59 \text{ cm}^2$$

**Poutres secondaires :**

**Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [168.98 - \frac{179.32}{0.9 \times 0.375}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -9.23 \text{ cm}^2$$

aucune vérification à faire

**Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 37.98 \times 10^{-3}}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

**Poutres de chaînages :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 18.90 \times 10^{-3}}{400} = 0.54 \text{ cm}^2$$

#### V.2.4. Vérification à l'ELS :

**L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

**État limite de compression du béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	Mser	I	Y	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$

		(KN.m)	(cm <sup>4</sup> )	(cm)	(MPa)	(MPa)
Poutres principales	Appuis	132.71	196572.73	19.04	12.85	15
	Travées	67.75	100647.35	13.27	8.93	15
Poutres secondaires	Appuis	35.78	137634.21	16.97	4.41	15
	Travées	17.05	76047.82	12.32	2.76	15

**Tableau V.11 : Vérification de la flèche dans les poutres**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

**Poutres principales :**

(1) :  $\frac{h}{L} = \frac{45}{600} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

$M_t = 67.38 \text{ KN.m}$

$G = 31.41 \text{ KN/m} ; Q = 22.20 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.45 \times 0.35 = 3.94 \text{ KN/m}$

$G_T = 31.41 + 3.94 = 35.35 \text{ KN/m}$

$q_u = G + Q = 35.35 + 22.20 = 57.55 \text{ KN/m}$

$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{57.55 \times 6^2}{8} = 258.96 \text{ KN.m}$

(2) :  $\frac{h}{L} = 0.075 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{67.75}{10 \times 258.96} = 0.026 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

(3) :  $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.425} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

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

**Poutres secondaires :**

(1) :  $\frac{h}{L} = \frac{40}{0.075} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

$M_t = 17.05 \text{ KN.m}$

$$G = 12.40 \text{ KN/m} ; Q = 2.60 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.40 \times 0.35 = 3.5 \text{ KN/m}$$

$$G_T = 12.40 + 3.5 = 15.9 \text{ KN/m}$$

$$q_u = G + Q = 15.9 + 2.60 = 18.5 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{18.5 \times 5.3^2}{8} = 64.96 \text{ KN.m}$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0.075 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{17.05}{10 \times 64.96} = 0.026 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.375} = 0.0046 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

❖ **Vérification des zones nodales :**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03**(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

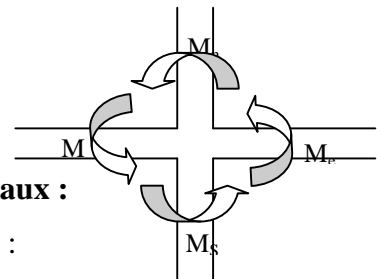


Schéma de la Zone nodale

✓ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- 1) Des dimensions de la section du béton.
- 2) De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :  $M_r = Z \times A_s \times F_{st}$

Avec :  $Z=0.9h$  (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$F_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa.}$$

Niveau	Section (cm)	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
RDC+entre sol +souple	80*80	0.72	64	1603.58

<b>Etage 1+2</b>	75*75	0.67	56	1305.69
<b>Etage 3+4</b>	70*70	0.63	49	1074.27
<b>Etage 5+6</b>	65*65	0.585	42.25	860.12
<b>Etage 7+8</b>	60*60	0.54	36.26	681.39
<b>Etage 9+10+11</b>	55*55	0.49	30	511.56

**Tableau V.11. :** Les moments résistants dans les poteaux

✓ **Détermination du moment résistant dans les poutres :**

Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-dessous :

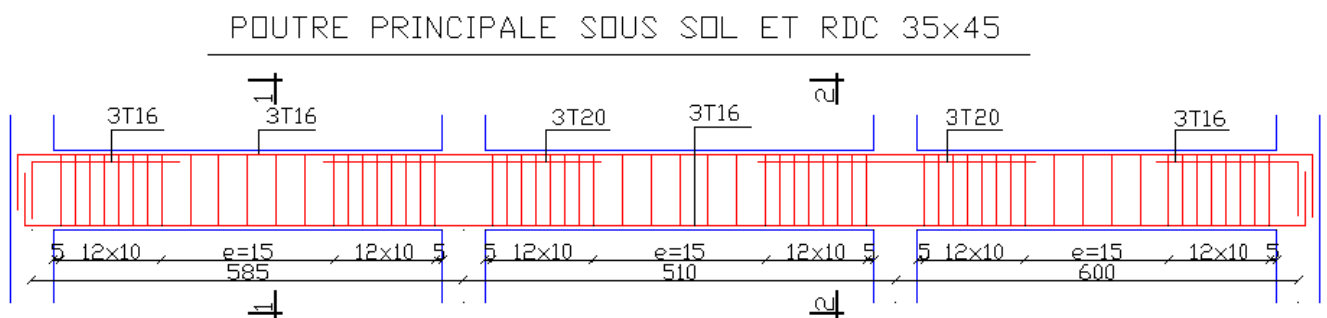
<b>Poutres</b>	<b>Mw (KN.m)</b>	<b>Me (KN.m)</b>	<b>1,25 × (Mw+Me) (KN.m)</b>
<b>Principales</b>	221.98	221.98	554.95
<b>Secondaires</b>	175.392	175.392	438.48

**Tableau V.12. :** Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteau

**V.2.4.Schémas de ferrailage des poutres :**

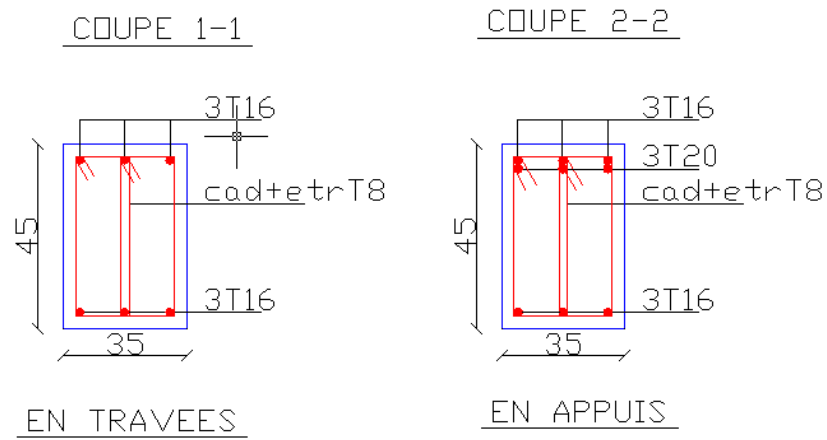
Exemple de ferrailage d'une poutre principale de Entre sol :



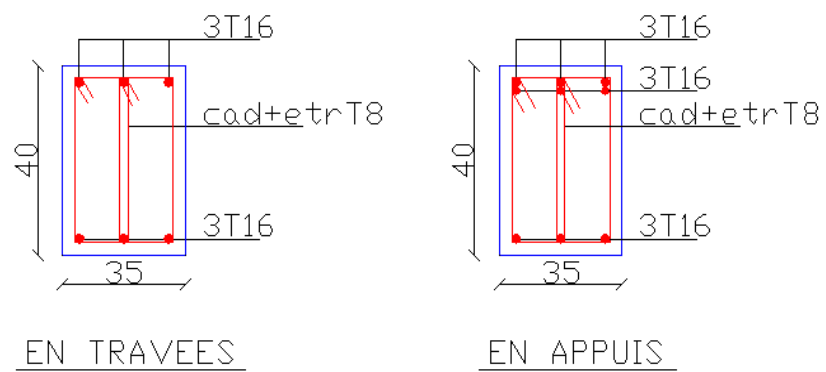
**Figure V.2 :** Dispositions constructives de la poutre principale.

**a) Entre sol et rez de chaussée :**

**- Poutres principales :**

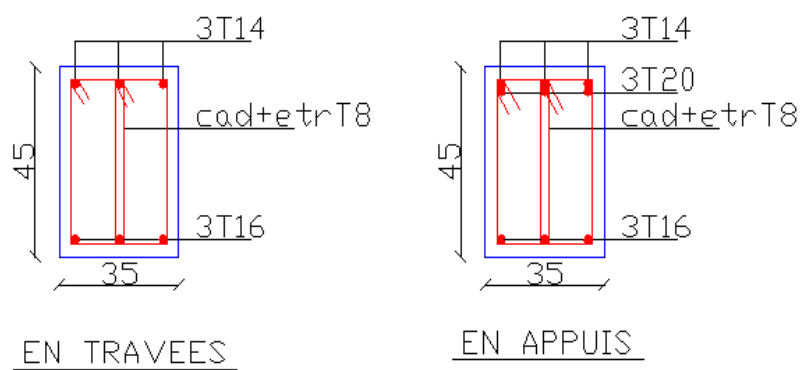


**- Poutres secondaires :**

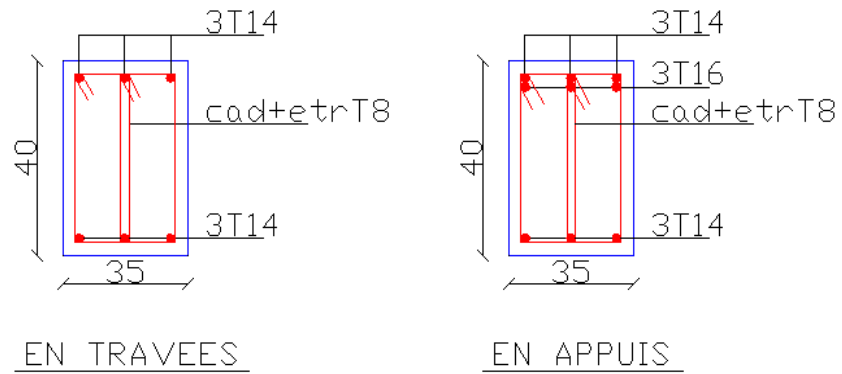


**b) Etage courant :**

**-Poutre principale :**



**- Poutres secondaires :**



/

### V.3. Ferrailage des voiles :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Ces derniers sont soumis à :

- 1-des forces verticales (charges permanentes et surcharges avec un pourcentage  $\leq 25\%$ ).
- 2-des forces horizontales (séisme).

#### V.3.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

##### a) Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t \leq e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . En plus des épingles sont prévus 4 par  $1\text{m}^2$ .

#### C) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1.4 \times V_u$$

#### d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% e \cdot h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% e \cdot h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement :  $S_t = \min(1.5e ; 30)\text{cm}$ .

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $\text{m}^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### V.3.2 .Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau



- **Exemple de calcul :**  
a) **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

**Le voile V5.6 :**

$$L = 5.6\text{m}, d = 5.04\text{ m}, e = 0.15\text{m}$$

$$N = 421.379\text{KN}$$

$$M = 2134.156\text{KN.m}$$

$$eG = \frac{M}{N} = 5.06\text{m.}$$

$$\frac{L}{2} = \frac{5.6}{2} = 2.8\text{m}$$

$eG > L/2 \Rightarrow$  C en dehors de la section.

Donc le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

- **Calcul de  $M_{ua}$  :**

$$M_{ua} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 2134.156 + 421.379 \times (5.04 - 2.8) = 3078.045\text{KN.m}$$

$$M_{ua} = 3078.045\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3078.045 \times 10^{-3}}{0.15 \times 5.04^2 \times 14.2} = 0.057$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.073$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 4.89\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{3078.045 \times 10^{-3}}{4.89 \times 348} = 18.08\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 31.83 - \frac{421.379 \times 10^{-3}}{348} = 5.97\text{cm}^2$$

Calcul de la section minimale:

$$A_{\min} = 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.15 \times 5.04 \times \frac{2.1}{400} = 9.13\text{cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{\min}^{ZC} = 0.2\% \times e \times l_t$$

Pour le calcul de  $l_t$  on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma^+ = \frac{421.379 \times 10^{-3}}{0.15 \times 5.6} + \frac{2134.156 \times 10^{-3}}{2.19} \times \frac{5.6}{2} = 3.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{421.379 \times 10^{-3}}{0.15 \times 5.6} - \frac{2134.156 \times 10^{-3}}{2.19} \times \frac{5.6}{2} = -2.22 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$l_t = 2.28 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{zt} = 0.2\% \times 0.15 \times 2.28 = 6.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq A_{\min}^{zt}$$

on opte pour  $A_V^{zt} = 18\text{HA}10 = 14.22 \text{ cm}^2$

$$s_v \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_v \leq 22.5 \text{ cm}$$

la quantité d'armatures minimale dans la zone comprimée :

$$A_{\min}^{zc} = 0.1\% \times e \times (l - 2l_t) = 0.1\% \times 0.15 \times (5.6 - 2 \times 2.28) = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_V^{zc} = 2\text{HA}10 = 1.58 \text{ cm}^2$ .

#### a) Armatures horizontales :

on doit vérifier que:

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 594.154 \times 10^{-3}}{0.15 \times 5.04} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement.

#### Espacement des armatures horizontales :

$$S_h \leq \min(1.5e, 30 \text{ cm})$$

$$S_h \leq 22.5 \text{ cm}$$

Soit  $S_h = 15 \text{ cm}$ .

La section d'armatures transversales :

$$A_h^{\text{mi}} = 0.77 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\text{min}} = 0.1\% \times e \times S_h = 0.1\% \times 0.15 \times 0.15 = 0.34 \text{ cm}^2.$$

on opte pour  $A_h = 2\text{HA}8$ .

Calcul de l'espacement :

voile	V5.6	V5.53	V4.9	V4.45
L(cm)	560	553	490	445
L/10(cm)	56	55.3	49	44.5
St(cm)	22.5	22.5	22.5	22.5

Tableau V.13. espacement des barres dans les voile

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Niveau	Voiles (E-SOL, RDC, S-P)			
voile	V5.6	V5.53	V4.9	V4.45
Section (m <sup>2</sup> )	0.15 × 5.6	0.15 × 5.53	0.15 × 4.9	0.15 × 4.45
M (KN.m)	2134.1561	1007.9014	2307.27	485.4133
N (KN)	421.379	233.857	1201.15	239.594
V (KN)	594.154	592.821	210.634	419.179
$A_V^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	5.49	2.481	<0	0.365
Lt (m)	2.28	2.764	2.45	2.224
$A_{min}^{ZT}$ (RPA)	6.84	8.292	7.35	6.671
$A_V^{min}$ (BAEL)	9.13	9.01	11.025	10.012
$A_V^{ZT OPT}$	14.22	14.22	14.22	14.22
Nbre barres/ZT	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10
$A_{min}^{ZC}$ (cm <sup>2</sup> )	1.56	1.6	0	0.004
$A_{opt}^{ZC}$	1.58	2.26	/	1
Nbre barres/ZC	2HA10	2HA12	/	2HA8
S <sub>v</sub>	22.5	22.5	22.5	22.5
$A_h^{cal}$	0.77	1,56	0,31	0.69
$A_h^{opt}$	1	1.58	1	1
Nbrede barres	2HA8	2HA10	2HA8	2HA8
Sh	15	15	15	15

Tableau V.14. ferrailage des voiles au niveau du entre sol.

Niveau	Voiles (1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup> , 3eme, 4eme)			
voile	V5.6	V5.53	V4.9	V4.45
Section (m <sup>2</sup> )	0.15 × 5.6	0.15 × 5.53	0.15 × 4.9	0.15 × 4.45
N (KN)	837.88	1239.53	476.32	390.742
M (KN.m)	651.70	26,66	117,70	275,30
V (KN)	325.989	502.113	216.46	139.55
$A_V^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	29.675	31.35	13.71	14.408
$A_V^{min}$ (BAEL)	12.6	12.443	11.025	10.012
$A_{min}^{ZC}$ (cm <sup>2</sup> )	16.8	16.590	14.7	13.35
$A_{Vopt}$	31.48	31.48	16.94	16.94
Nbre barres V	10T14+8T16	10T14+8T16	8T12+10T10	8T12+10T10
Sv	22.5	22.5	22.5	22.5
$A_h^{min}$	6.88	6.88	6.88	6.88
$A_h^{cal}$	0.42	0.66	0.32	0.23
$A_h^{opt}$	7.10	7.10	7.10	7.10
Nbre de barres	2T14+2T16	2T14+2T16	2T14+2T16	2T14+2T16
Sh	15	15	15	15

Tableau V.15.ferrailage des voiles au niveau du 1<sup>er</sup> étage.

Niveau	Voiles (5eme, 6eme ; 7eme ; 8eme)			
voile	V5.6	V5.53	V4.9	V4.45
Section (m <sup>2</sup> )	0.15 × 5.6	0.15 × 5.53	0.15 × 4.9	0.15 × 4.45
N(KN)	473.643	740.72	376.521	242.35
M (KN.m)	140.66	17.62	313.42	237.21
V (KN)	133.193	237.469	114.861	104.83
$A_V^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	13.725	18.757	<0	<0
$A_{ZTmin}$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	6.731	6.666
$A_V^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	12.6	12.443	10.103	10.012
$A_{ZCmin}$ (cm <sup>2</sup> )	16.8	16.59	0.004	0.009
$A_V^{OPT}$	16.94	20.34	14.22	14.22
Nbre barres V	8T12+10T10	18T12	18T10	18T10
Sv	22.5	22.5	22.5	22.5

$A_{min}^h$	6.88	6.88	0.34	0.34
$A_{CAL}^h$	0.17	0.31	0.19	0.17
$A_{h\ opte}$	7.1	7.1	1	1
<b>Nbre de barres H</b>	2T14+2T16	2T14+2T16	2HA8	2HA8
<b>Sh</b>	15	15	15	15

Tableau V.16.ferrailage des voiles au niveau du 5<sup>eme</sup> etage.

Niveau	Voiles (9eme, 10eme)			
voile	V5.6	V5.53	V4.9	V4.45
Section (m <sup>2</sup> )	0.15 × 5.6	0.15 × 5.53	0.15 × 4.9	0.15 × 4.45
N (KN)	190.05	286.68	178.83	132.14
M (KN)	149.01	28.41	98.2	136.64
V (KN)	156.65	28.41	46.75	76.34
$A_V^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	6.747	7.552	5.974	<0
$A_{min}^{Zt}$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	6.648
$A_V^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	12.6	12.443	11.025	10.012
$A_{min}^{ZC}$ (cm <sup>2</sup> )	16.8	16.59	14.7	0.027
Nbre barres V	10T10+8T12	10T10+8T12	10T10+8T12	18T10
Sv	22.5	22.5	22.5	22.5
$A_h^{cal}$	0.2	0.04	0.07	0.13
$A_{h\ min}$	6.88	6.88	6.88	0.34
$A_h^{opt}$	7.1	7.1	7.1	1
Nbre de barres V	2T14+2T16	2T14+2T16	2T14+2T16	2T8
<b>Sh</b>	15	15	15	15

Tableau V.17.ferrailage des voiles au niveau du 9<sup>eme</sup> etage .

### V.3.3.Vérification au cisaillement :

Selon le RPA99 (Art 7.7.2), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) MPa$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V_u \text{ calcul RPA99version2003 (art7.7.3.1)}$$

$b_0$  : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0.9 h  
 h : hauteur totale de la section brute

voile	V5.6	V5.53	V4.9	V4.45
$\bar{V}$ (KN)	831.8	829.95	294.88	586.85
$\tau_b$ (MPa)	1.1	1.11	0.446	0.977
$\bar{\tau}$	5	5	5	5
observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.18. vérification des voiles au cisaillement au niveau du entre-sol

**V.3.4. Schéma de ferrailage :**

Pour le schéma de ferrailage, on présente les schémas de ferrillages du voile (V5.6) du RDC comme exemple :

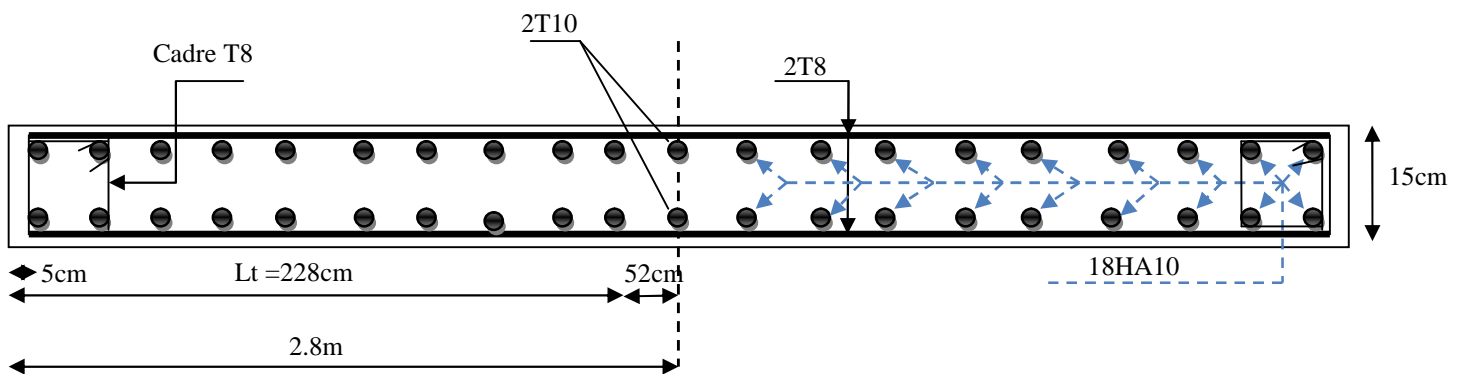


Figure V.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

# CHAPITRE VI

**Introduction :**

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

**VI.1.Choix de type des fondations :**

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, qui situe la contrainte du sol à 0.983 bars le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2m, du niveau de base.

Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. 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.

**VI.2.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 :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

**VI.3.calcul de la surface des fondations :**

$N$  : l'effort normal transmis par la structure.

$S_{bat}$  : surface du bâtiment.

$S$  : surface des fondations.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_{sol} = 0.983 \text{ bar}$ .

$S_{bat} = 278.87 \text{ m}^2$ .

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{23664.18}{98.3}$$

$$S \geq 240.73 \text{ m}^2.$$



La surface des fondations représente 122% de la surface du bâtiment alors on utilise un radier général avec débord.

### Calcul du débord :

$$L = \frac{\text{surface}}{\text{perimetre}} = \frac{342.46 - 278.87}{76.28} = 0.83. \quad \text{Soit 1m environ}$$

### VI.3.1.Radier général :

#### VI.3.1.1.Définition :

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

On choisit un radier général dans les cas suivants :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

#### VI.3.3.2.Dimensionnement :

- **La condition de coffrage :**

✓ **Nervure :**

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 6.35\text{m}$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient :  $h \geq 63.5\text{cm}$

✓ **La dalle :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

En remplaçant dans la relation on obtient :  $h_d \geq 31.75\text{cm}$

- **La condition de rigidité :**

$$\checkmark L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots \dots \dots (1)$$

$$\checkmark L_e = [(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)]^{1/4} \dots \dots \dots (2)$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h^3 \geq \frac{48 \times (6.35)^4 \times 4 \times 10^4}{(3.14)^4 \times 3.216 \times 10^7}$$

$$h \geq 0.99\text{m}$$

A partir des deux conditions on prend :

La hauteur de la nervure  $h = 100\text{cm}$ .

La hauteur de la dalle du radier  $h_d = 35\text{cm}$ .

#### VI.4. Les Vérifications nécessaires :

##### VI.4.1. Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$

$$N = 23664.18 \text{ KN}$$

$F_s = 1.5$  (coefficient de sécurité).

$H = 1.5\text{m}$ , la hauteur d'ancrage du bâtiment

$S_{\text{rad}} = 342.46\text{m}^2$  (surface totale du radier).

$$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w = 1.5 * 1.5 * 342.46 * 10 = 7705.35 \text{ KN}$$

$$N \geq F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$$

Condition vérifiée.

##### VI.4.2. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :  $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$N_u$  : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$$N = 3730.42 \text{ KN}$$

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h_d$$

$$B = b + h_d$$

$$A = 80 + 35 = 115 \text{ cm.}$$

$$B = 80 + 35 = 115 \text{ cm.}$$

On trouve  $U_c = 4.6 \text{ m.}$

$$0.045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b = 0.045 * 4.6 * 0.85 * 25 / 1.15 = 3825 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement.

#### VI.4.3. Vérification au cisaillement :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} f_{28} = \frac{0.07}{1.15} 25 = 1.52 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$

$$V_U = \frac{N_U \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{23664.18 \times 6.35}{2 \times 342.46} = 219.39 \text{ KN.}$$

$$\tau_U = \frac{219.39}{1 \times 0.9 \times 0.8 \times 10^3} = 0.3 \text{ MPa} \leq 1.52 \text{ MPa.}$$

la Condition vérifiée donc on a pas besoins d'armatures transversales.

#### VI.4.4. Vérification des contraintes dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

- Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_g}{I_x}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

My : Moment sismique à la base

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 15770.355 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 12.02 \text{ m.}$$

$$I_y = 18322.228 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 13.66 \text{ m.}$$

$$M_x = 24425.99 \text{ KN.m, } M_y = 44053.47 \text{ KN.m.}$$

$$N = 23664.18 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{23664.18}{342.46} + \frac{24425.99 \times 13.66}{15770.355} = 0.12 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{23664.18}{342.46} - \frac{24425.99 \times 13.66}{15770.355} = 0.03 \text{MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.12 - 0.03}{4} = 0.0825 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

- **Sens yy:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot XG}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{23664.18}{342.46} + \frac{44053.47 \times 12.02}{18322.228} = 0.13 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{23664.18}{342.46} - \frac{44053.47 \times 12.02}{18322.228} = 0.03 \text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.13 + 0.03}{4} = 0.0825 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy

### VI.5. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

**VI.5.1.Calcul des sollicitations :**

$$Q_U = \frac{N}{S_{rad}}$$

$$Q_U = \frac{23664.18}{342.46} = 69.1 \text{KN} / \text{m}^2.$$

N : est l'effort normal ramené par la superstructure

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$L_y = 6.35 - 0.45 = 5.95 \text{m} ; \quad L_x = 4.6 - 0.30 = 4.25 \text{m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.99 \geq 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

➤ **L'ELU :**

$$\mu_x = 0.0376$$

$$\mu_y = 0.0977$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0822 * 69.1 * (4.25)^2 = 113.77 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.0977 * 113.77 = 33.40 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 96.70 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 28.4 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 56.88 \text{KN.m}.$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

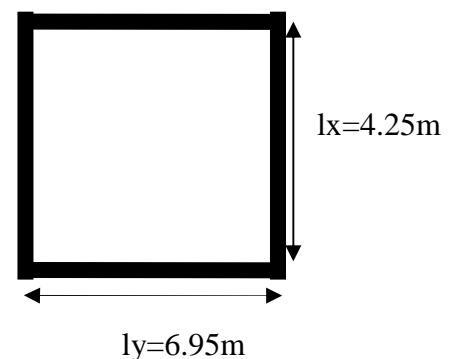
Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12 \text{cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  la valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3 - 0.99) \times 100 \times \frac{35}{2} = 2.88 \text{cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2.4 \text{cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci dessous :

Localisation		M <sub>t</sub> (KN.m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /m)	A min (cm <sup>2</sup> /m)	A adoptée (cm <sup>2</sup> /m)	Choix/ml (cm <sup>2</sup> )
travée	x-x	96.70	9.3	2.88	10.05	5HA16



**Fig. .VI.3 :** Dalle sur quatre appuis

	y-y	28.4	2.65	2.4	3.93	5HA10
appui		56.88	5.38	2.88	5.65	5HA12

Tableau VI.1. Tableau de ferrailage du radier

✓ **Espacement des armatures :**

- { Armatures // L<sub>x</sub>: St = 20cm ≤ min (3×h, 33cm) = 33cm.
- { Armatures // L<sub>y</sub>: St = 20cm ≤ min (4×h, 45cm) = 45cm.

**VI.5.2. Vérification :**

➤ **A I' ELU :**

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 208.15 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 42.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{208.15}{1 \times 0.35 \times 10^4} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.15} \times 25 = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

la condition est vérifiée, il n'ya pas lieu de mettre des armature transversales.

➤ **A I' ELS :**

μ<sub>x</sub>=0.0449

μ<sub>y</sub>=0.9847

N=23664.18

$$Q_s = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{23664.18}{342.46} = 69.1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

M<sub>x</sub>= μ<sub>x</sub>\*Q<sub>s</sub>\*(L<sub>x</sub>)<sup>2</sup>=0.0449\*69.1\*(4.25)<sup>2</sup>= 120.47KN.m

M<sub>y</sub>= μ<sub>y</sub>\*M<sub>x</sub>=56.28KN.m

➤ **Moment en travée :**

M<sub>tx</sub>=0.85M<sub>x</sub>=102.39KN.m

M<sub>ty</sub>=0.85M<sub>y</sub>=47.84KN.m

➤ **Moment en appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x=60.23\text{KN.m}$$

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 10.05 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 10.05 \times 10^{-4} \times 0.35 = 0$$

$$\Rightarrow y = 8.87\text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1.26 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.62\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci dessous :

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	xx	102.39	7.13 10 <sup>4</sup>	7.64	10.97	417.95
	yy	47.84	3.27 10 <sup>4</sup>	5.08	7.43	480.878
Appui		60.23	4.45 10 <sup>4</sup>	5.97	8.08	426.24

**Tableau VI.2. Vérification des contraintes**

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	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix/ml (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
--------------	----------------------------	-------------------------	--------------------------------	-----------	----------------------	-----------------------	----------------------

<b>Travée</b>	xx	102.39	24.54	5HA25	11.05	$1.3810^5$	8.19	176.66
	yy	47.84	15.71	5HA20	9.16	$10^5$	8.53	127.15
<b>Appui</b>		60.23	15.71	5HA20	9.16	$10^5$	10.74	160.08

Tableau VI.3.Vérification des contraintes nouvelle

VI.5. 3.Schéma de ferrailage du radier :

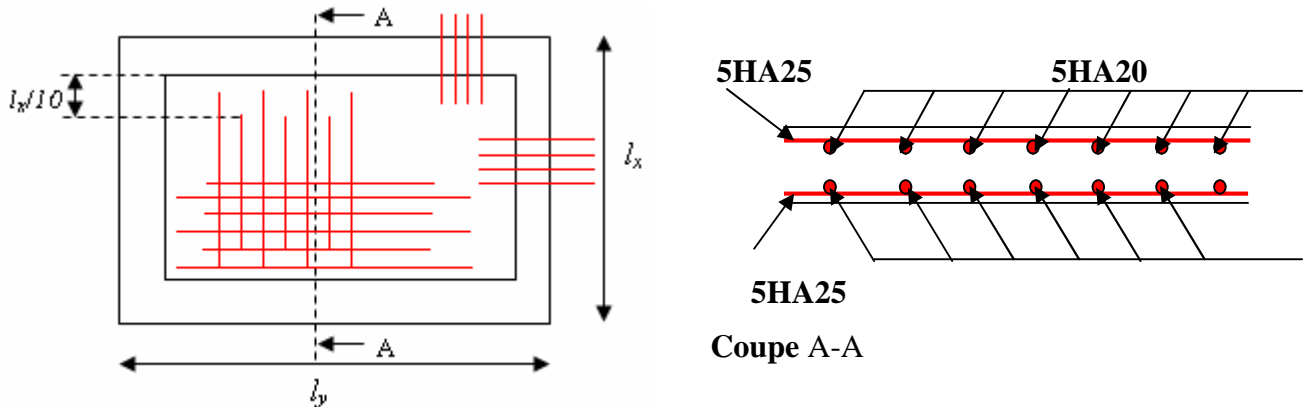


Figure VI -4: Schéma de ferrailage du radier.

VI.6.Les nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale :

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

Charge triangulaire :

$$P'_v = p'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

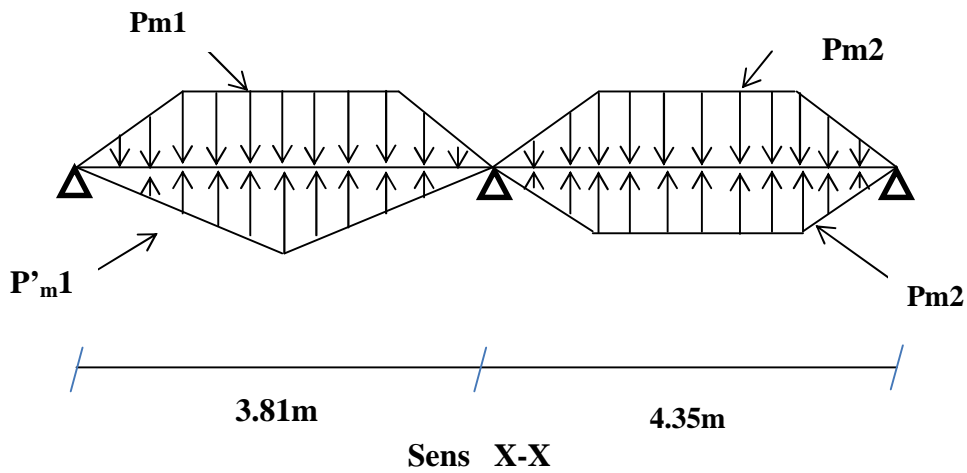
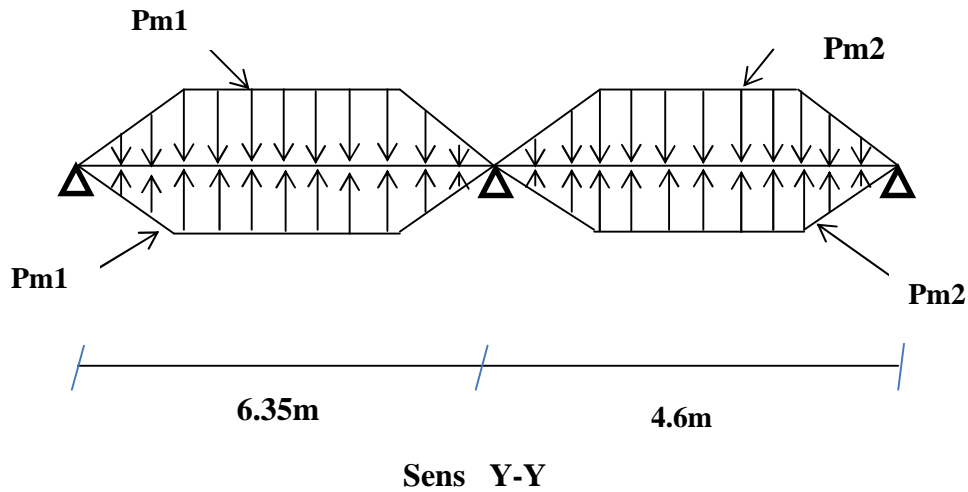
Avec :



$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$q_u=139.5\text{KN/m}^2$ ,  $q_s=120.47\text{KN/m}^2$ .



**VI.6.1. Calcul des sollicitations :**

- **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 : Les longueurs fictives :

Pour l'appui de rive, on a :

$L'=L$  Si c'est une travée de rive

$L'=L$  Si c'est une travée intermédiaire

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

• **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 (YY) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Localisation	travee	Appuis
$M_U$ (KN.m)	617.27	-677.28
$M_S$ (KN.m)	530.58	-582.58

**Tableau VI.4.** Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

➤ **Sens transversal (XX) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Localisation	travée	Appuis
$M_U$ (KN.m)	369.08	-407.84
$M_S$ (KN.m)	256.33	-289.84

**Tableau VI.5.** Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

**VI.6.2. Ferrailage des nervures :**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

• **Sens YY:**

$h=0.85$  m

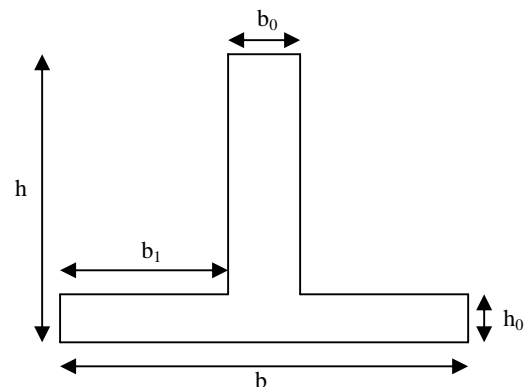
$h_0=0.3$ m

$b_0=0.7$ m

$d=0.8$ m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.558; 1.97)$$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.558$ m



**Fig. VI.5 :** Section à ferrailer

On prend  $b_1=55\text{cm}$ .

Donc :  $b=2b_1+b_0=1.8\text{m}$ .

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	617.27	21.85	7.18	25.13	8HA20
	Appui	-677.28	23.73	7.18	25.13	8HA20

Tableau VI.6. Résumé des résultats (ferrailage des nervures).

• Sens XX :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.85\text{ m}$

$h_0=0.3\text{m}$

$b_0=0.65\text{m}$

$d=0.8\text{m}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.43; 1.81)$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.43\text{m}$

On prend  $b_1=40\text{cm}$ .

Donc :  $b=2b_1+b_0=1.5\text{m}$

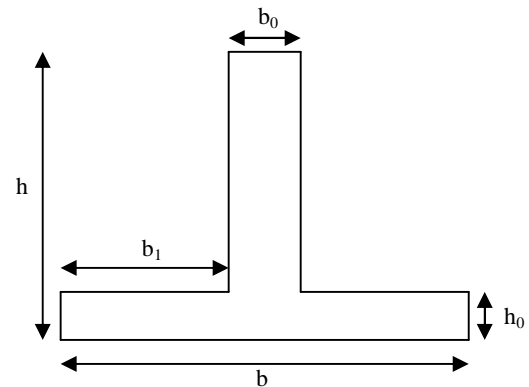


Fig. VI.6 : Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci après :

sens	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	369.08	12.81	7.18	16.08	8HA16
	Appui	407.84	14.2	7.18	16.08	8HA16

Tableau VI.7. Résumé des résultats de ferrailage.

VI.6.3. Vérifications :

➤ A l'ELU :

✓ Vérification de l'effort tranchant :

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens YY	547.54	0.37	Vérifiée
Sens XX	424.35	0.34	Vérifiée

**Tableau VI.8 .Vérification de l'effort tranchant.**

➤ **A l'ELS :**

✓ **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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 sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
<b>Y-Y</b>	-582.58	36.12	2.261 10 <sup>6</sup>	10.52	15	175.09	201.63
<b>X-X</b>	-289.84	10.5	1.35 10 <sup>6</sup>	2.25	15	223.82	201.63

**Tableau VI.9.** Résumé des résultats (vérification des contraintes).

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'armatures et les nouveaux résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Sens	M (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	choix	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	-582.58	25.13	8HA20	36.12	2.0110 <sup>6</sup>	10.52	15	175.09	201.63
X-X	-289.84	25.13	8HA20	16.3	1.62 10 <sup>6</sup>	2.91	15	170.54	201.63

**Tableau VI.10.** Nouvelles vérification des contraintes.

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(24.28; 65; 20)mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20mm$$

Soit  $\phi_t = 10mm$ .

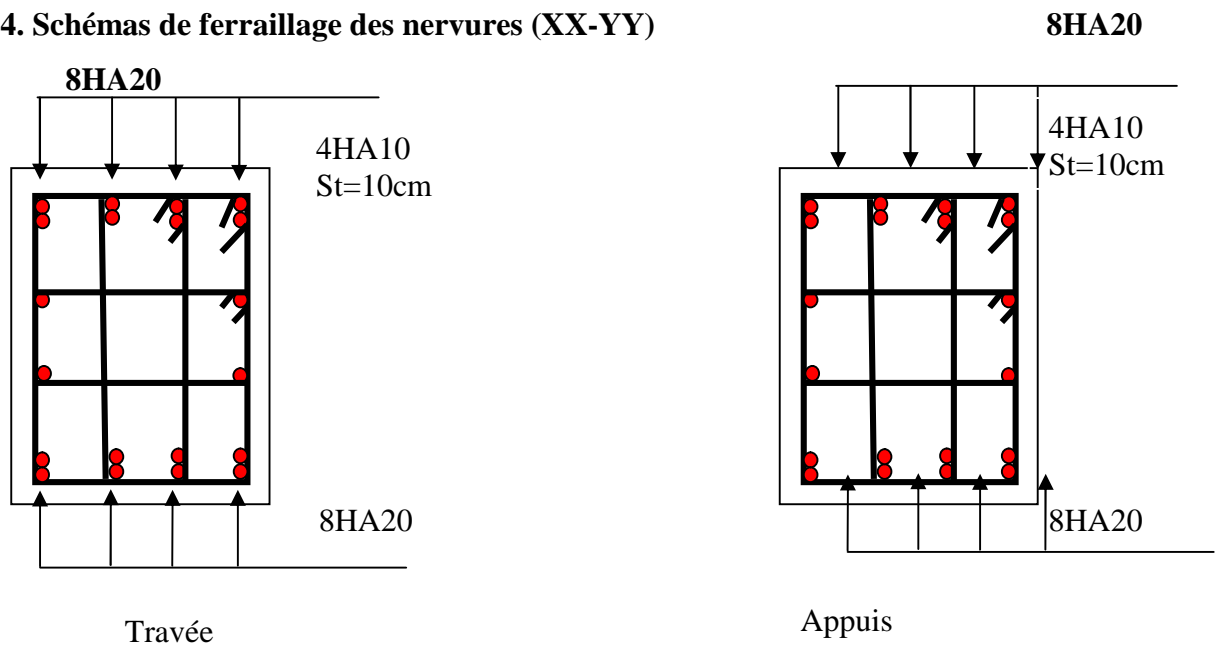
✓ **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \Rightarrow S_t \leq \min(21.25; 12)cm$$

$$\Rightarrow S_t \leq 12cm$$

Soit  $S_t = 10cm$ .

**VI.6.4. Schémas de ferrailage des nervures (XX-YY)**



**Figure VI -7:** Schéma de ferrailage des nervures.

**VI.7.Voile périphérique :****VI.7.1.Définition :**

Selon le **RPA99/version 2003** les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doit pas réduire de sa rigidité d'une manière importante.

**VI.7.2 .Dimensionnement des voiles :**

-Hauteur :  $h=3.06m$ .

-Longueur :  $L=5.5m$ .

-Épaisseur :  $e=15cm$ .

**VI.7.3.Caractéristiques du sol :**

- ✓ Poids spécifique :  $\gamma_h = 21KN/m^2$
- ✓ Angle de frottement :  $\varphi = 51^\circ$
- ✓ La cohésion :  $C = 0.41bar$

**VI. 7. 4 Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis à :

➤ **La poussée des terres :**

A la base du rideau : la pression  $P_1 = A \times \gamma \times h$

A : coefficient de poussée donnée par le tableau de **Caquot-Kérisel**.

$$A = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.125$$

$$P_1 = 0.125 \times 21 \times 3.91 = 10.30KN/m^2$$

➤ **Surcharge accidentelle :**  $q = 10 KN/m^2$

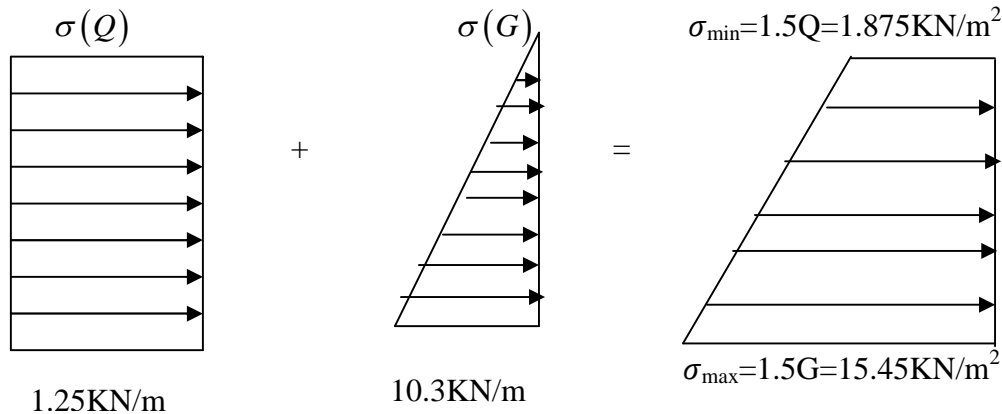
$$P_2 = q \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times 0.1253 = 1.25KN/m^2$$

**VI.7.5.Ferrailage du voile:**➤ **Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 15.78 \text{ KN/m.}$$



**Fig. VI.8:** Diagramme des contraintes.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m * 1 \text{ ml} = 10 \text{ KN/m.}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes

$$L_x = 3.06 \text{ m.}$$

$$L_y = 5.5 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.5} = 0.55$$

$\rho > 0.4$  donc Le panneau travaille dans les deux sens

**ELU :**

$$\mu_x = 0.0894$$

$$\mu_y = 0.2500$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0894 * 10.001 * (3.06)^2 = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 2.09 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx}=0.85 M_x=7.11\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85M_y=1.77\text{KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax}=-0.5 M_x =-4.185\text{KN.m}$$

$$M_{ay}=-0.5 M_y =-4.185\text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec  $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$ ..... condition exigée par le **RPA**.

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times e) = (1 \times 0.20) m^2$ .

Tout les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Sens		M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix
travée	x-x	7.11	2.17	3.16	2.17	4HA10
	y-y	1.77	2.17	3.16	2.17	4HA10
appui		4.185	2.17	3.16	2.17	4HA10

**Tableau VI.11.Ferrailage du voile périphérique**

➤ **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sensxx} : S_t \leq \min(3 \times h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \\ \text{sensyy} : S_t \leq \min(4 \times h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

**VI.7.6.Vérifications :**

➤ **AI' ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 2.17\text{cm}^2.$$

$$A_t > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \quad \text{(Fissuration nuisible)}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{10.001 \times 5.5}{2} = 27.50\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{27.50}{1 \times 0.18} = 0.152\text{MPa} < \bar{\tau}_u$$



$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**AI' ELS :**

$$\mu_x = 0.0894$$

$$\mu_y = 0.2500$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 1 \times 8.03 = 8.03 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 1.25 = 1.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 8.03 + 1.25}{4} = 6.33 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 6.33 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0894 \cdot 8.03 \cdot (3.06)^2 = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 1.68 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 5.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 1.42 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = -0.5 M_x = -2.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_y = -2.85 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \overline{\sigma_{bc}}.$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

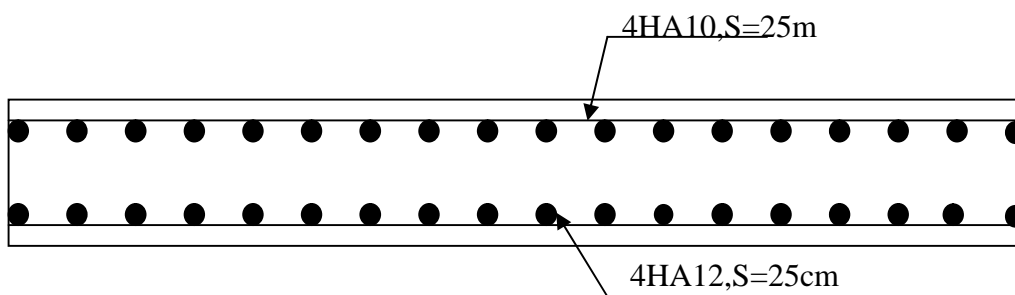
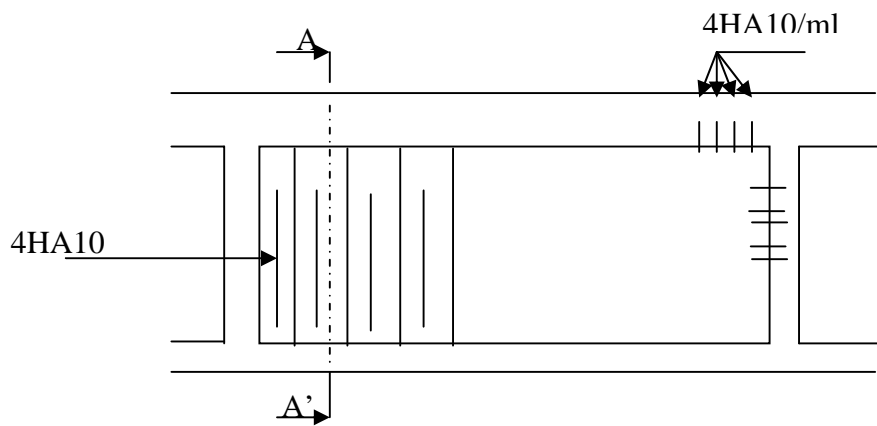
Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.M)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
travée	x-x	7.11	3.06	7683.734	2.83	138.79
	y-y	1.77	3.06	7683.734	0.637	34.55
Appui		4.185	3.06	7683.734	1.66	122.28

**Tableau VI.12.** Vérification des contraintes

On remarque que la contrainte dans les aciers est vérifiée

**VI.7.7. Schéma de ferrailage :**



**Coupe A-A**

**Figure VI -9:** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

**CONCLUSION :**

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✓ La structure doit être symétrique le plus possible afin d'obtenir un bon comportement dynamique vis à vis des sollicitations sismiques.
- ✓ Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsions (moment de torsion).
- ✓ Dans le but de vérifier l'effort normal réduit et l'interaction horizontale ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées ainsi que les poutres.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- ✓ Nous avons vérifié les moments résistants ultimes dans les poteaux et les poutres au niveau des zones nodales et nous avons constaté qu'il n'y a pas de risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux avant les poutres.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- [1] : **BAEL91** : (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997)
- [2] : **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- [3] : Livre Calcul des ouvrages en béton armé (M .Belazougui)
- [4] : **DTR BC-2 .4** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- [ 5]: **DTR BC 2.2** : ( Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ).
  
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- **D.T.R BC 2.33.2** « Méthodes de calcul des fondations profondes ».

# 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<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E** : Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinale du béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée.

**E<sub>fl</sub>** : Module de déformation sous fluage.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>** : 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<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** : 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).

**b<sub>0</sub>** : 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<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

**F<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

**F<sub>c28</sub> et f<sub>t28</sub>** : Grandeurs précédentes avec j=28j.

**g** : Densité des charges permanentes.

**h<sub>0</sub>** : 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<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.

**l<sub>s</sub>** : Longueur de scellement.

**n** : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

**p** : Action unitaire de la pesanteur.

**q** : Charge variable.

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.

**x** : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.

**D** : profondeur d'encastrement de la fondation.

**q<sub>u</sub>** : Contrainte de rupture.

**q<sub>a</sub>** : Contrainte admissible du sol.

**Q<sub>pu</sub>** : charge limite de pointe.

**Q<sub>Su</sub>** : Charge limite de frottement latérale.

**C** : *cohesion du sol.*

**γ**: poids volumique

. N<sub>C</sub>, N<sub>γ</sub>, N<sub>q</sub> sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	E.L.U $\nu = 0$		E.L.S $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	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	80.42	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	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	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	188.5
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	226.2
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



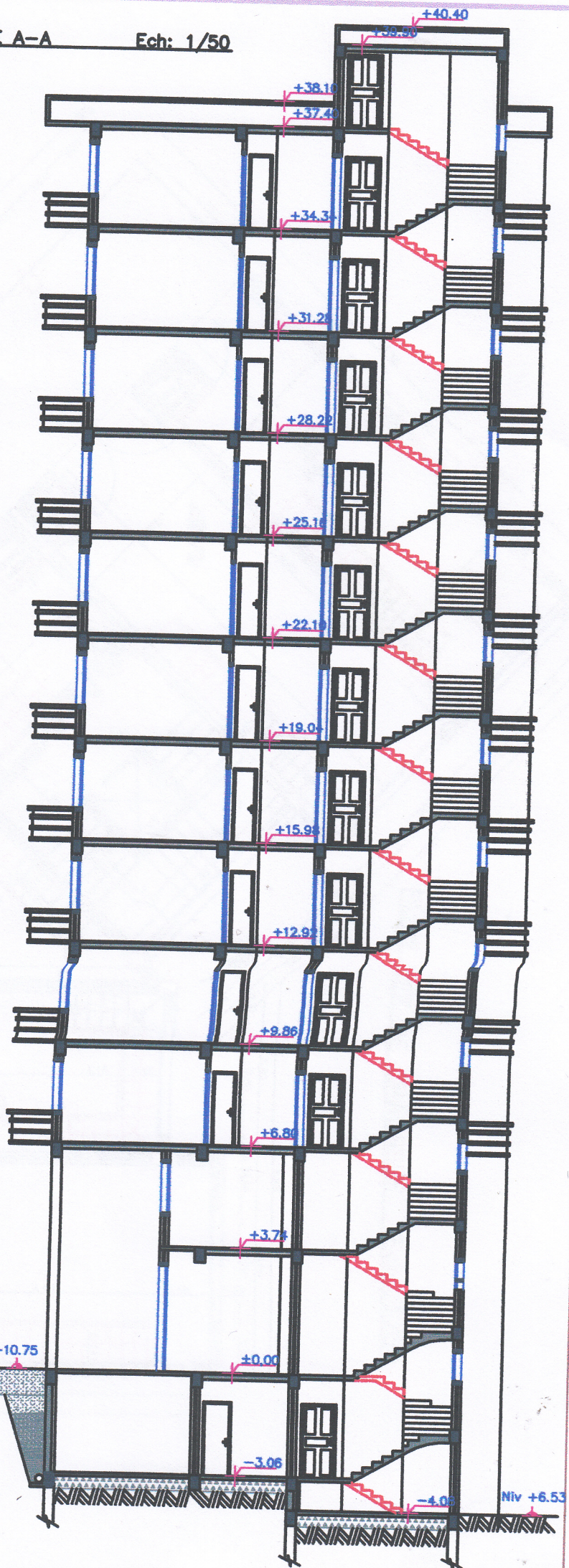
$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 1$$

$\frac{I_x}{I_y}$ \ $\frac{I_y}{I_x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

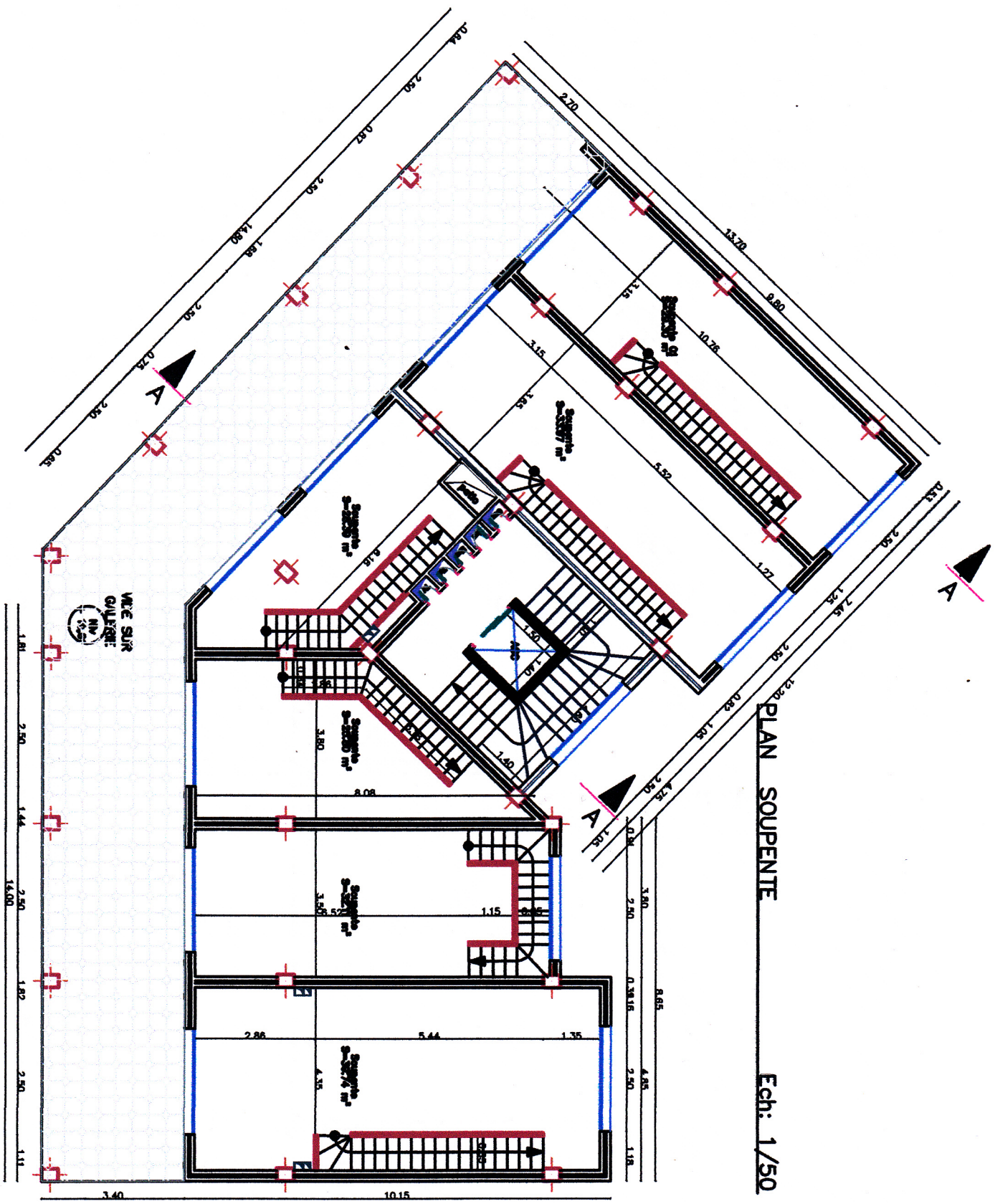
Valeurs de  $M_1$  (ou  $M_2$ )

COUPE A-A

Ech: 1/50

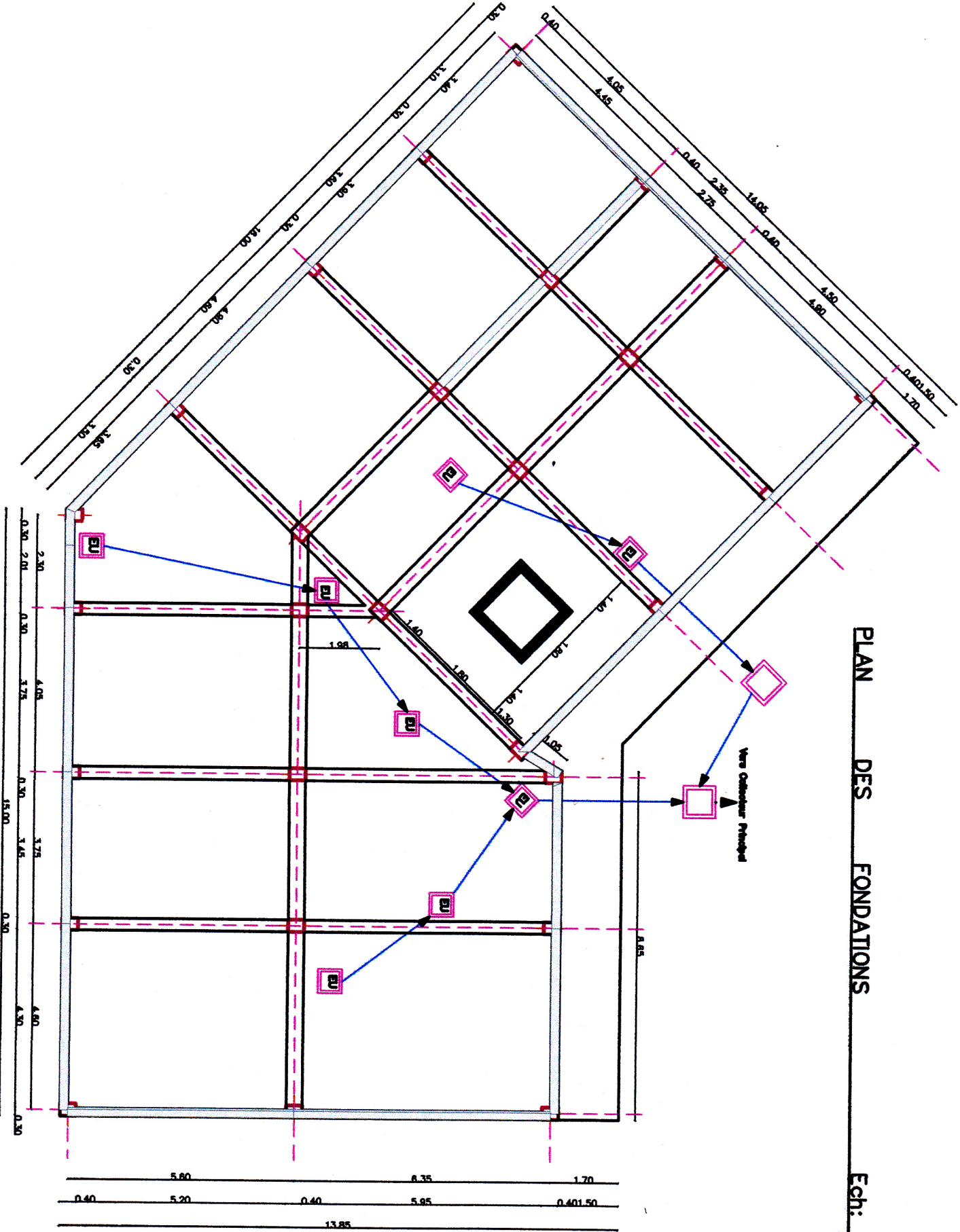






PLAN SOUPENTE

Ech: 1/50

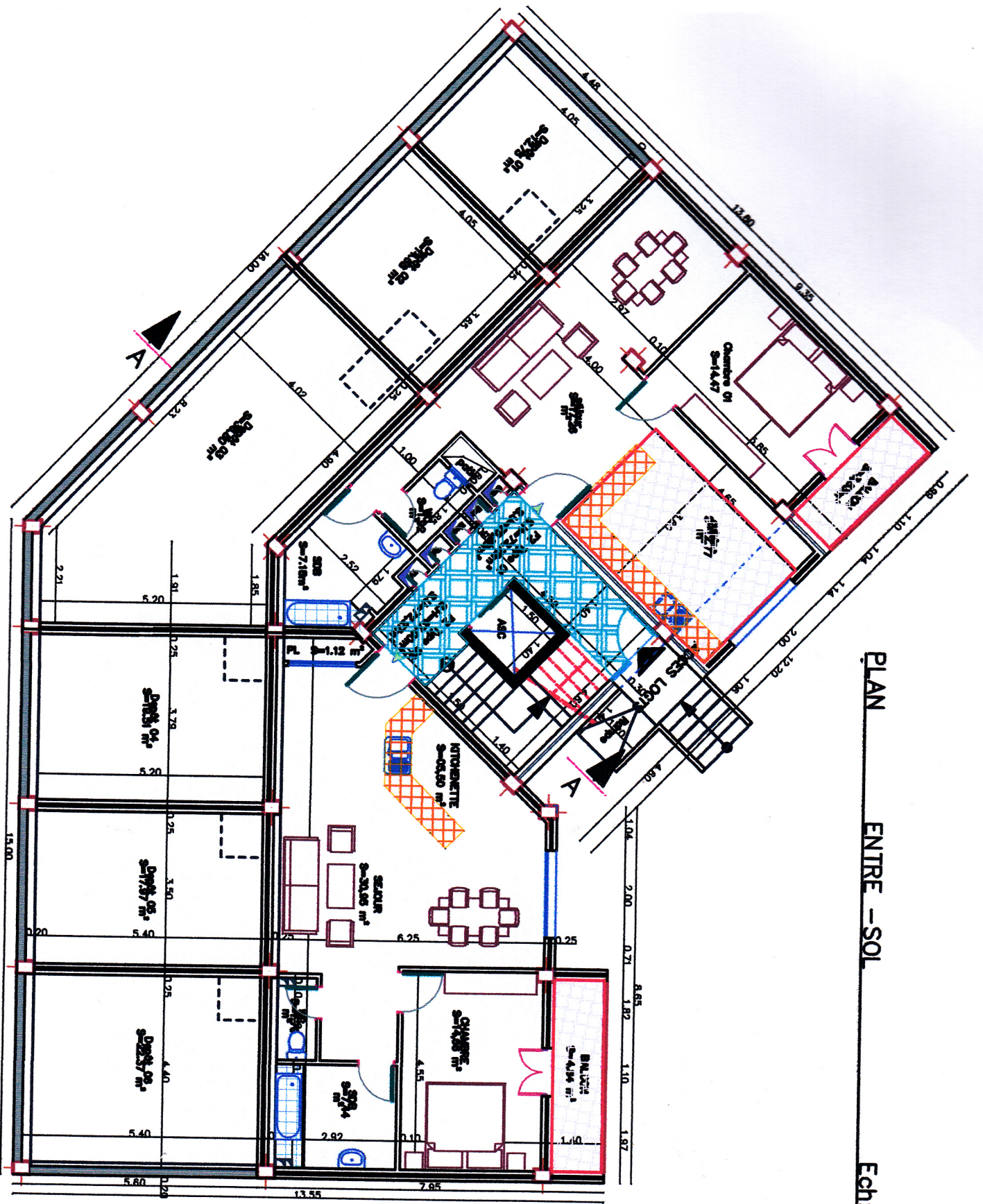


PLAN DES FONDATIONS Ech: 1/50

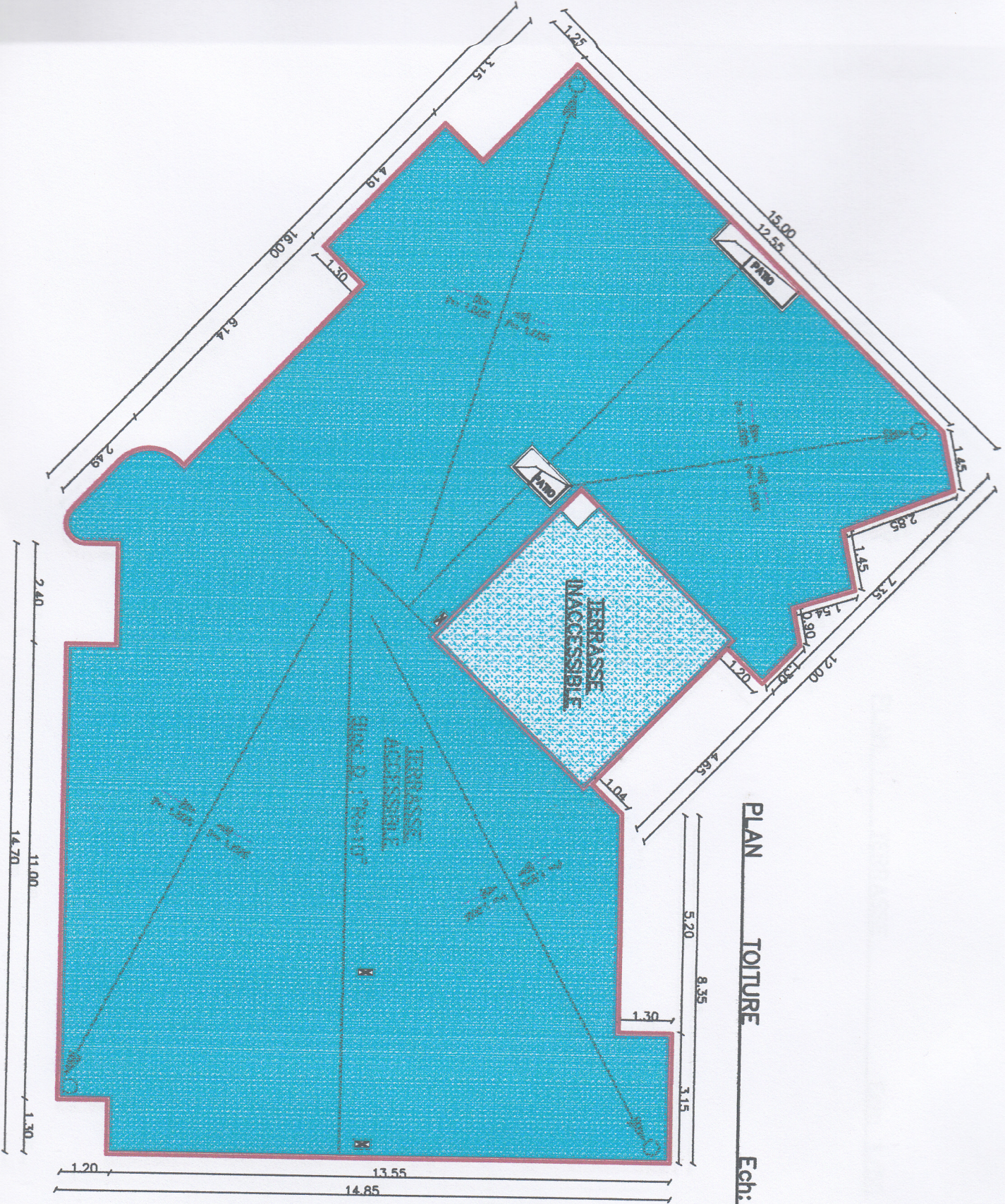
0.30 2.30 0.30 4.05 0.30 15.00 0.30 3.75 0.30 3.45 0.30 4.60 0.30

5.60 8.35 1.70  
0.40 5.20 0.40 5.95 0.40 1.70  
13.85





PLAN ENTREE - SOL Ech: 1/50



PLAN TOITURE Ech: 1/50





c) Estimation de la valeur des tassements à partir des résultats obtenus au PSL :

Dans ce qui suit, on calculera les tassements à partir des résultats des essais de pénétration statique en adoptant la méthode de d'intégration par tranches, proposée par Buisman et développée par Sanglerat.

La formule utilisée serait : 
$$\frac{\Delta H}{\Delta \sigma} = \frac{H}{e_0 \cdot c}$$

Avec,

$\Delta H$  : tassement de la couche considérée

$H$  : épaisseur de la couche considérée

$c$  : constante de compressibilité

$$c = \frac{\alpha \cdot R_p}{\sigma_0}$$

où,  $R_p$  est la résistance de pointe de la  $i^{ème}$  couche et  $\alpha$  le coefficient dépendant de la nature du sol (selon Sanglerat,  $\alpha$  varie entre 2 et 5 pour les argiles).

Sur une épaisseur de 16<sup>m</sup> de sols sous le radier (à -18<sup>m</sup>.00 de profondeur) et en adoptant des contraintes appliquées (transmises aux sols par l'ouvrage) :

Le tassement total varierait entre 18.3 cm  $\geq$   $\Delta H \geq$  45.71 cm pour  $\sigma = 0.98$  bar.

Et, le tassement total varierait entre 15.4 cm  $\geq$   $\Delta H \geq$  38.5 cm pour  $\sigma = 0.80$  bar.

## CONCLUSION & RECOMMANDATIONS

Le terrain d'assise choisi pour recevoir les immeubles de la coopérative immobilière « La Bougie » sis à Ighil Ouazoug, au Sud de la ville de Béjaia, est d'après nos différents essais « in situ » et au laboratoire, hétérogène et de moyenne portance.

Le terrain est couvert d'une couche assez épaisse de remblais récents au niveau de sa partie longeant la route atteignant 4<sup>m</sup> d'épaisseur, de sols de faible à moyenne compacité au niveau de la couche superficielle allant jusqu'à -11<sup>m</sup>.50 de profondeur dans sa partie basse avec des caractéristiques mécaniques et physiques moyennes à faibles.

Les essais in situ ont révélé l'existence d'un substratum composé essentiellement de marnes et d'argiles marneuses moyennement compactes à compactes localisé à partir de -15<sup>m</sup> de profondeur.

Par ailleurs, il est important de signaler :

- Au niveau de la partie longeant la route, le bon sol (portance satisfaisante) est localisé à partir de -8<sup>m</sup>.20 par rapport au niveau de la route ;
- Au niveau de la partie basse, on a constaté l'existence d'une couche très molle de 4<sup>m</sup> d'épaisseur, comprise entre -7<sup>m</sup>.50 et 11<sup>m</sup>.50 de profondeur par rapport au terrain naturel (à la date du 24.06.2011). Au-delà, le sol présente une compacité de plus en plus satisfaisante.
- Les valeurs des tassements ne sont pas négligeables et peuvent être très préjudiciables pour les constructions. Elles peuvent atteindre 45 cm en appliquant une contrainte de 0.98 bar et, 38 cm pour 0.8 bar.

A cet effet, il est préconisé de :

D'entreprendre les calculs d'infrastructure en prenant en compte le poids des différents blocs et choisir le type de fondation le mieux approprié, à savoir :

- Fondations profondes qui doivent atteindre le bon sol qui se trouverait de 16<sup>m</sup> à 18<sup>m</sup> de la surface du sol ;
- Fondations profondes et fondations superficielles (opérer par bloc) ;
- Entreprendre des travaux de renforcement du sous sol par une des méthodes les plus efficaces et les plus pratiques (colonnes ballastées par exemple ..).

**NB :** C'est le soin qu'on apporte à la réalisation que dépend la valeur définitive de l'ouvrage.

Béjaia, le ..... 2011

**L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE**

**LE GERANT DU LABORATOIRE**

Ingenieur Chargé d'Etudes  
