

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



# Mémoire

*De fin d'étude*

*En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie  
Civil*

*OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)*

Thème:

**Etude d'une structure d'un bâtiment  
(R+7+SS) à usage d'habitation contreventé  
par des voiles avec l'application du logiciel**

(ETABS)

*Dirigé par :*

**M<sup>me</sup> : SAIB.N**



*Étudié par :*

**HAMDANI KAMELIA**

**RAHMI CYLIA**

**PROMOTION 2018/2019**

# REMERCIEMENT

**Tout**d'abord, nous remercions le bon dieu qui nous a aidé pour atteindre notre objectif.

**Nous** tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promotrice M<sup>me</sup> : NACERA SAIB pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

**Nous** tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

**Nos** remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

**Nos** remerciements à nos familles et tous les amis (es)

**Enfin**, nous tenons à remercier également les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

# SOMMAIRE

## Introduction

### Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....1

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Planchers.....	9
Poutres.....	10
Voiles.....	12
Poteaux.....	13

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Planchers corps creux.....	22
Acrotère.....	42
Balcons.....	48
Salle machine.....	53
Escaliers.....	61
Poutre palière.....	76

### Chapitre IV : Modalisation et Vérification des conditions du RPA.

Modélisation de la structure par ETABS.....	84
Vérification des conditions de RPA.....	86

### Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

- Ferrailage des poteaux.....	104
- Ferrailage des potures.....	116
- Ferrailage des voiles.....	126

### Chapitre VI : Etude de l'infrastructure .....138

## Conclusion

## Bibliographie

## INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaque tectonique, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pour quoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

L'expérience a montré que la plus-part des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et recommandations parasismique qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage
- L'économie : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses)
- Confort
- Esthétique

Le rôle de l'ingénieur en structure de génie civil dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé aux états limites (BAEL 91) et les règles parasismiques algérienne (RPA 99 modifié 2003) sont utilisées dans ce projet, certains calculs sont effectués avec le logiciel ETABS et les autres calculs ont été faits manuellement et tous le dessin de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD .



**CHAPITRE I**  
**PRESENTATION**  
**ET**  
**DESCRIPTION**  
**DE L'OUVRAGE**

## I.1 Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

## I.2 Présentation de l'ouvrage

le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en R+7+ sous sol, à usage d'habitation implanté à Draa El Mizan, classé en zone II<sub>a</sub> selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Cet ouvrage est composé de :

- 7 étages à usage d'habitation.
- RDC à usage d'habitation
- 1 sous sol à usage d'habitation
- Une cage d'escalier
- Une cage d'ascenseur
- Une terrasse inaccessible

## I.3 Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur de sous sol 1.....4.59m
- La hauteur du bâtiment (hors sol).....26.61m
- La hauteur de rez de chaussée.....3.06m
- La hauteur de chaque étage.....3.06m
- Longueur totale.....16.11m
- Largeur totale.....14.8m

## I.4 Les éléments constituant l'ouvrage

### I.4.1 L'ossature

l'ouvrage est en ossature mixte (portiques –voiles)

- Portiques (poteaux poutres) transversaux et longitudinaux destinés à reprendre les charges permanentes et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé dans le sens longitudinal constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

### I.4.2 Planchers

Il existe deux types de dalles dans notre structure :

- Dalle pleine en béton armé : elle est prévue là où on ne peut pas réaliser des planchers en corps creux (les balcons)
- Dalle en corps creux : tous les planchers du RDC et 7 les étages et un sous sol, sont réalisés en corps creux.

### **I.4.3 La Maçonnerie**

#### **➤ Murs extérieurs et séparation des appartements**

Ils sont constitués de double cloisons en maçonnerie briques creuses de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm qui assure l'isolation thermique  $L=10+5+10=25$  cm .

#### **➤ Murs intérieurs**

Ils sont constitués de simple cloisons en maçonnerie briques creuses de 10cm d'épaisseur.

### **I.4.5 Les escaliers**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, qui permet l'accès aux différents niveaux, elle comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires.

### **I.4.6 Cage d'ascenseur**

le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

### **I.4.7. Les fondations**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage.

Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Leur choix dépend du type du sol et de l'importance de l'ouvrage.

### **I.4.8 Système de coffrage**

On utilise deux types de coffrages :

- Coffrage métallique pour les voiles.
- Coffrage en bois pour les portiques.

## **I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

### **I.5.1 Béton**

Le béton est un mélange de matériaux inerts (granulats) avec un liant hydraulique ( ciment) dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$ , de l'eau et éventuellement des adjuvants.

#### **I.5.1.1 la résistance caractéristique du béton**

##### **A. Résistance à la compression**

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)

La résistance caractéristique à la compression à  $j \leq 28$  jours est définie par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \quad (\text{Art.A.2.1,11/BAEL 91 modifié 99}).$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22MPa et au plus égale à 45MPa. (Art.7.2.1 RPA99).

Pour l'étude de ce projet on prendra :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

### B. Résistance à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$  avec :  $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$ .

Art2.112/BAEL91

Pour notre cas  $f_{c28} = 25\text{MPa}$   $f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

### C. Contrainte limite du béton

#### ➤ Etat limite ultime (ELU)

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de la stabilité de la forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture).

-Contrainte limite de compression : (A.4.3.4.BAEL91) :

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

Avec :

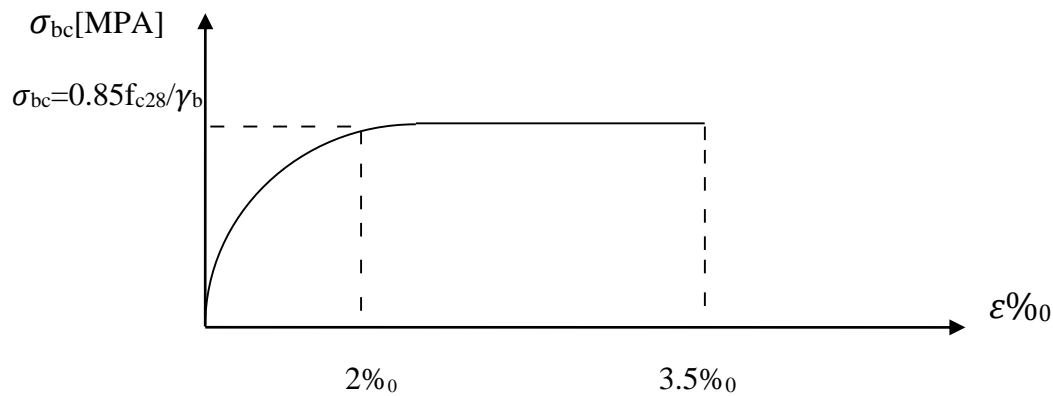
$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité ; } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{ en situation courante.} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{ en situation accidentelle.} \end{cases}$$

$\theta$  : coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\begin{cases} \theta = 1 \dots \dots \dots t > 24 h \\ \theta = 0,9 \dots \dots 1 h \leq t \leq 24 h \\ \theta = 0,85 \dots \dots \dots t \leq 1 h \end{cases}$$

T : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\text{A } j=28 \text{ jours en situation courante ; } f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{1 \cdot (1,5)} = 14,2\text{MPa}$$



**Fig1.1. diagramme des contraintes-déformation du béton à l'ELU**

➤ **Etat limite de service (ELS)**

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{bc} : \text{contrainte admissible à l'ELS}$$

A  $j=28$  jours :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

➤ **Contrainte limite de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd}$$

Avec :

$V_u$  : est l'effort tranchant dans la section étudiée

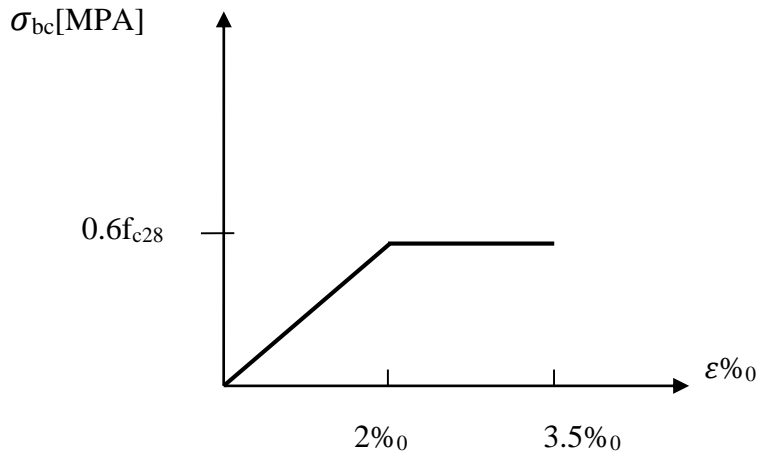
$b$  : valeur de largeur de la section cisailée

$d$  : hauteur utile

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}; \text{ pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}; \text{ pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$



figI.2.diagramme contrainte-déformation à l'ELS

### D. Module d'élasticité

Selon la durée d'application de la contrainte a distingue deux types

#### ➤ Module de déformation longitudinale du béton

##### -Module de deformation longitudinale instantanée

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

$$E_{ij} = 1100^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad (\text{Art : A.2.1.21/BAEL91})$$

Pour notre cas  $E_{i28} = 1100^3 \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ MPA}$

##### -Module de déformation longitudinale différée

Sous des chargements de longue durée(cas courant),le module de dèformation longitudinale diffèrè qui permet de calculer la dèformation finale du bèton (qui prend en compte les dèformations de fluage du béton) est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad (\text{Art :A-2.1.22/ BAEL91})$$

Pour notre cas  $E_{v28} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPA}$

### ➤ Module de déformation transversale

Il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la formule suivante :

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

Avec E : module de Young

$\nu$  : coefficient de poisson donné par l'article **A.2.13 du BAEL 91**

$$\begin{cases} \nu = 0,2 & \text{à l'ELS (béton non fissuré)} \\ \nu = 0 & \text{à l'ELU (béton fissuré)} \end{cases}$$

## I.5.2 Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage (environ 95% Fe et 4% à 5% C), est caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

### A. Caractéristique des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbol e	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\Psi$ )
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\varnothing < 6\text{mm}$ )	T S	520	8	1,3	1

### A. Module d'élasticité longitudinale

Pour tous les aciers utilisés, le module de longitudinale, sera pris égal à :  $E_S = 2 \times 10^5$  MPa.

(Art : A.2.2.1 BAEL91).

- ✓ Coefficient de poisson  
 $\nu = 0.3$

## B. Les Cotraintes limites

### ➤ Contrainte limite ultime ( ELU)

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art A.4.3.2} \quad \text{BAEL 91})$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$ : les contraintes admissible d'élasticité de l'acier.

$f_e$ : limite d'élasticité.

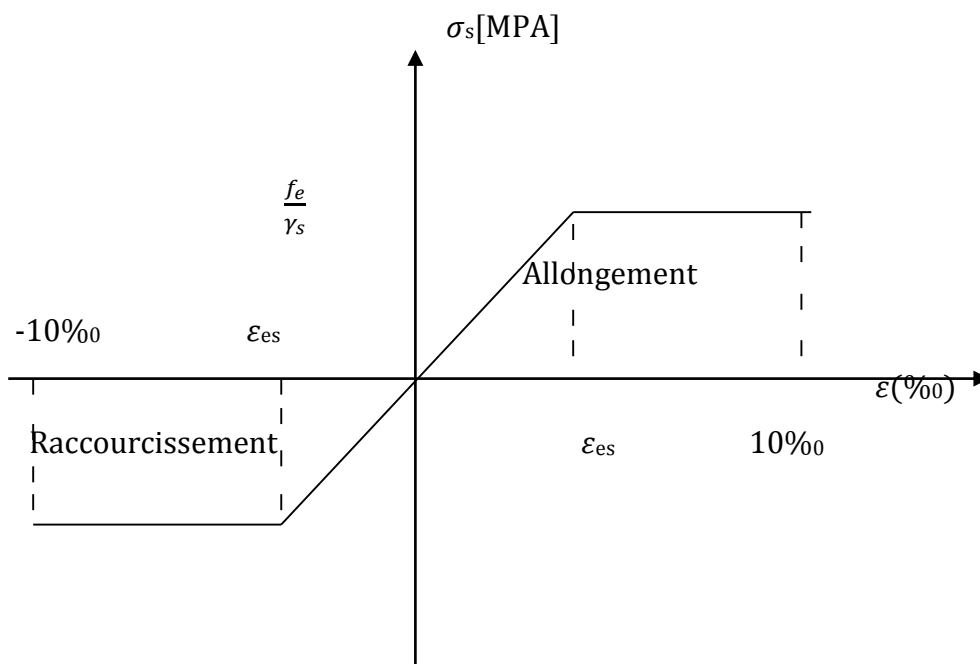
$\gamma_s$  = Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation courante} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

Pour FeE400

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  ( s. courante)

$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$  (s.accidentelle)



figI.3.diagramme contraintes-déformation des aciers à l'ELU

➤ **Contrainte limite de service (ELS)**

**Fissuration peu nuisible :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art A.4.3.2} \quad \text{BAEL 91})$$

**Fissuration préjudiciable**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A.4.5,33} \quad \text{BAEL91}).$$

**Fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A.4.5,33/ BAEL91}).$$

$\eta=1.6$  .....pour les HA de diamètre >6mm

$\eta=1.3$ .....pour lesHA de diamètre <6mm

$\eta=1$  .....pour les RL

D'où  $\bar{\sigma}_{st} = 202$  Mpa fissuration préjudiciable

$\bar{\sigma}_{st} = 165$  Mpa fissuration très préjudiciable

### C. Protection des armatures


Afin d'éviter la corrosion des armatures il est nécessaire de les enrober par une épaisseur « C » de béton qui est d'une valeur  $C \in [1 ; 5]$  cm selon l'environnement ou l'ouvrage sera implanté.

\* $C \geq 1$  cm : si l'élément est situé dans un local couvert non soumis à des condensations

\* $C \geq 2$  cm : si l'éléments exposés aux intempéries et aux condensations

\* $C \geq 3$  cm :si les éléments sont soumis au agressives

\* $C \geq 4$  cm : si l'atmosphère est agressive



**CHAPITRE II**  
**PREDIMENSIONNEMENT**  
**DES ELEMENTS**  
**STRUCTURAUX**

## II.1 Introduction

Le prédimensionnement consiste à de donner les dimensions des différents éléments de la structure tel que les poutres ( principales et secondaires), les poteaux et les voiles afin de déterminer leurs charges permanent.

## II.2 Prédimensionnement des éléments secondaires

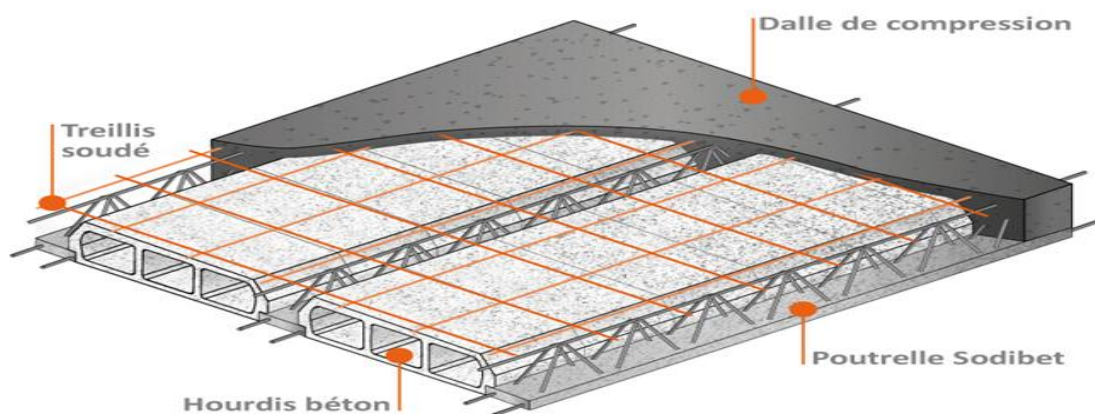
### II.2.1 Les planchers

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers

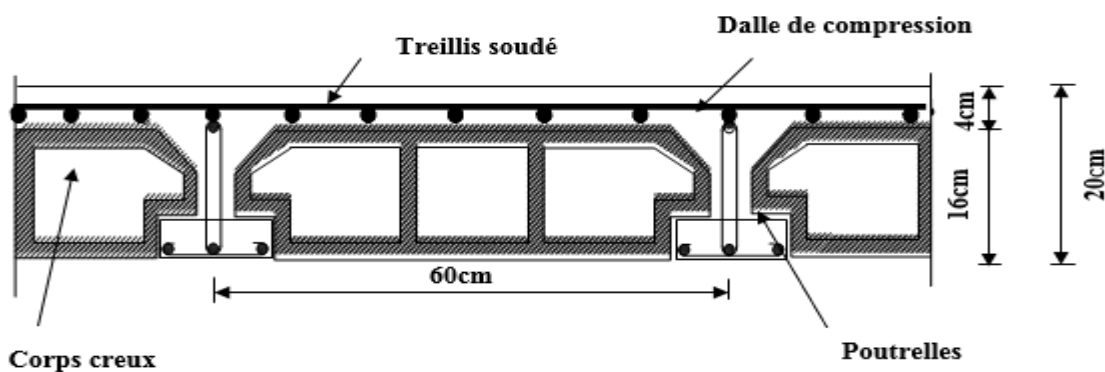
- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

#### ➤ Plancher à corps creux

Ce type de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées ou coulées sur place disposées selon le sens de la petite portée



figII.1 :éléments d'un plancher à corps creux



figII.2 : coupe d'un plancher à corps creux

- **Dimensionnement**

D'après le BAEL ( article 6.8.4.2.4) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$L_{\max}$  : portie maximale de plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$H_t$  : hauteur totale de plancher.

Avec :  $L_{\max} = 350 - 25 = 325\text{m}$

$$h_t \geq \frac{325}{22.5} = 14.44\text{cm}$$

On opte pour la hauteur de plancher  $h_t = 20\text{cm}$

-Epaisseur du corps creux = 16cm

-Epaisseur de la dalle de compression = 4cm.

## II.2.2 les poutres

Le prédimensionnement des poutres se fait par le reglement BAEL91 modifié 99 par la condition de la flèche et il doit être vérifié par le RPA99 modifié 2003 ( Art 7.5.1) il est donné comme suit :

- Hauteur

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

$L$  : portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

- Largeur

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions suivant est :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

### II.2.2.1 Les poutres principales

Les poutres principales servent comme appuis aux poutrelles.

$$L_{\max}=420-25=395\text{cm}$$

- Hauteur

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26.33 \leq h \leq 39.5$$

On prend : **H = 35 cm**

- Largeur

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : **B = 25 cm**

### II.2.2.2 Poutres secondaires

Se sont les poutres paralleles aux poutrelles .

$$L_{\max}=350-25=325\text{cm}$$

- Hauteur

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21.6 \leq h \leq 32.5$$

On prend : **H = 30 cm**

- Largeur

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **B = 25 cm**

- Vérification

Condition	P.P	P.S	vérification
$h \geq 30\text{cm}$	35	30	vérifiée
$B \geq 20\text{cm}$	25	25	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.4	1.2	vérifiée

Tableau II.1 condition du RPA

Les conditions du RPA sont bien respectées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principale :  $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

### II.3. les voiles

Le voile est un élément rigide en béton armé coulé sur place son épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et de la condition de rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale exigée par le RPA est de 15 cm.

- Pour le sous sol :  $h = 4.59 \text{ m}$

$$H_e = 459 - 20 = 439 \text{ cm}$$

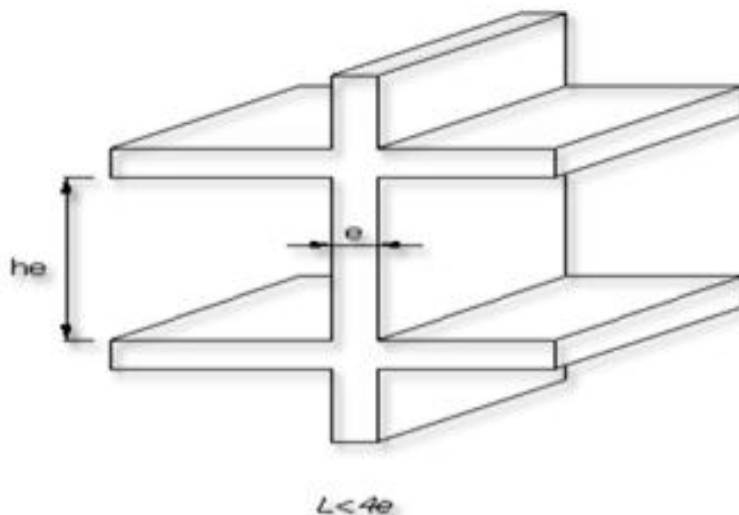
$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{22} = \frac{439}{22} = 19.95 \text{ cm}$$

Pour les autres étages :

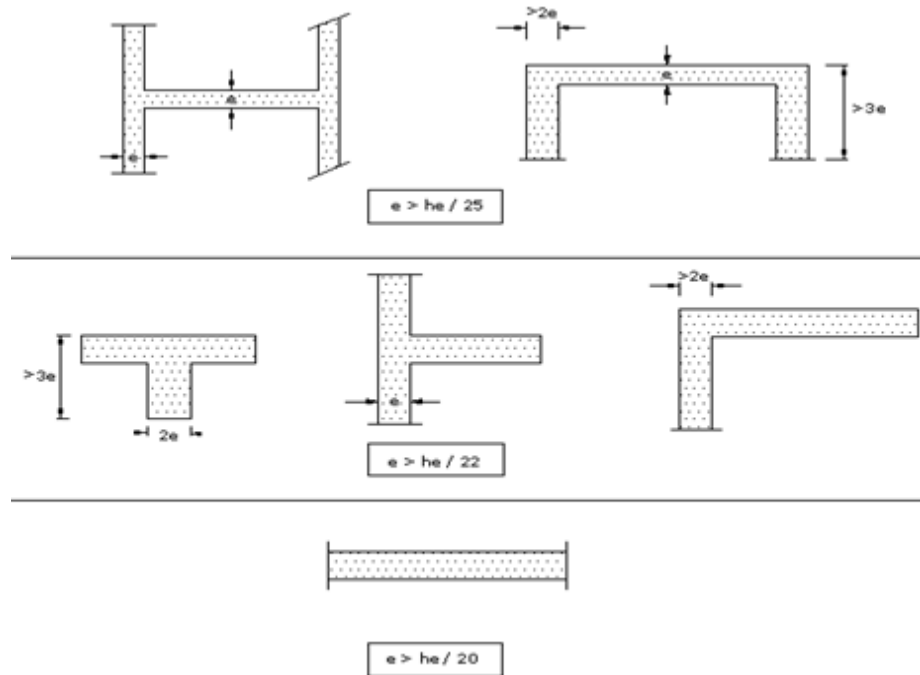
$$H_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq \left(\frac{286}{22} = 13 \text{ cm}\right)$$

on prend :  $e = 20 \text{ cm}$



**FigII.3** : coupe d'un voile en élévation



**FigII.4** : coupe d'un voile en plan

### • Vérification

On doit vérifier que  $L_{\min} \geq 4e$

Avec  $L_{\min}$  : portée min des voiles.

$L_{\min} = 86 \text{ cm} \Rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

## II.4 les poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitation en compression centrée selon les règles du BAEL91 , en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règle de RPA99 ( modifiée 2003).

Pour un poteau rectangulaire de la zoneII-a, on a :

$$\text{Min}(b_1 , h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1 , h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad h_e = \text{hauteur libre entre les étages .}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4.$$

les poteaux sont pré dimensionnés à l'état de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ .

Tel que :  $N_s = G + Q$  avec

$N_s$  : effort normal repris par le poteau.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal  $N_s$  sera déterminé à partir de descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau C4 est le plus sollicité.

La section  $S$  est donnée par la formule suivante :  $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec  $\sigma_{bc}$  : contrainte de compression admissible du béton égale à 15 Mpa.

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

### II.4.1. Descente de charge

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau ou voile) appelées surface d'influence.

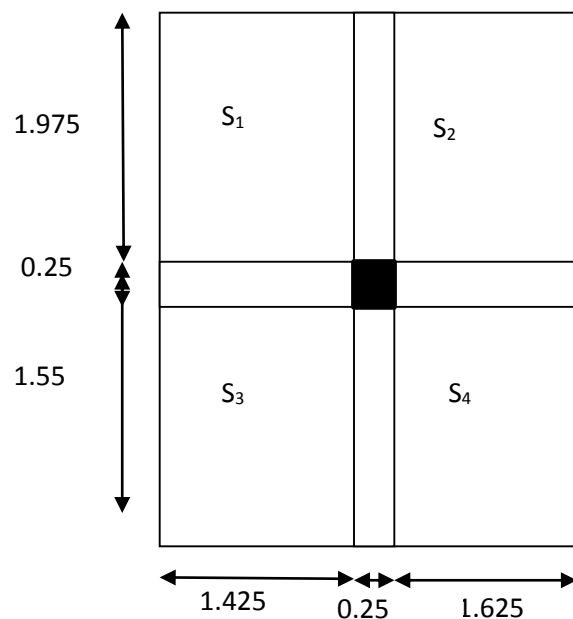
#### Surface d'influence

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (1.425 \times 1.55) + (1.425 \times 1.975) +$$

$$(1.625 \times 1.55) + (1.625 \times 1.975)$$

$$S = 10.75 \text{ m}^2$$

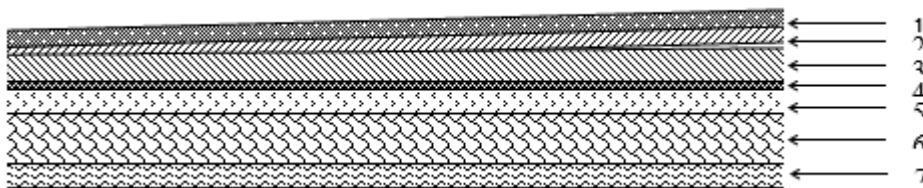


### II.4.2 Détermination des charges et surcharges

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les charges d'exploitations sont données par le DTR BC 2.2

#### A. Charge permanente

##### ➤ Plancher terrasse



FigII.5 : coupe verticale du plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection lourd	5	20.00	1.00
2	Étanchéité multicouche	2	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22.00	1.54
4	Feuille polyane	4	00.25	0.01
5	Isolation thermique	4	4.00	0.16
6	Plancher en corps creux(16+4)	16+4	14.00	2.80
7	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
<b>Charges permanentes T<sub>total</sub></b>				<b>5.83</b>

TableauII.2 : charges permanentes du plancher d'étage terrasse

##### ➤ Plancher d'étage courant

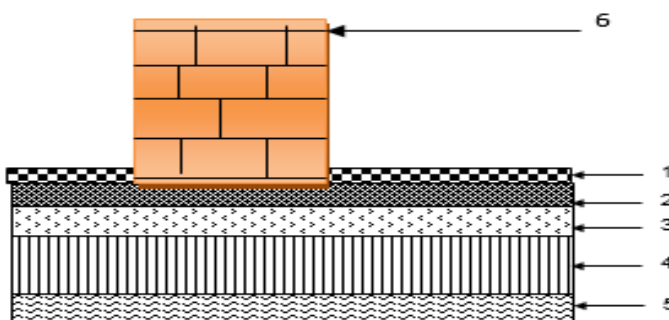
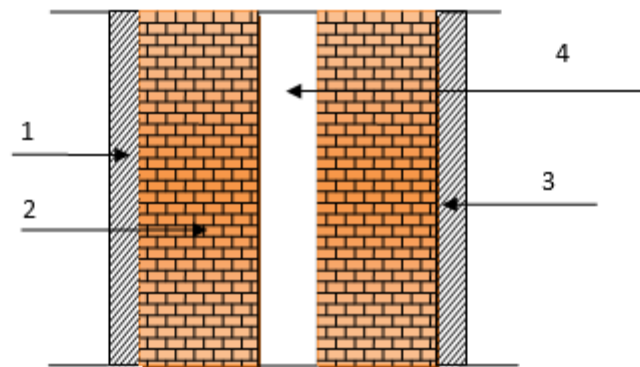


Fig II.6 : coupe verticale du plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	3	20	0.60
3	Couche du sable	3	22	0.66
4	Plancher de corps creux	20	14	2.80
5	Enduit sous plafond	2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse+enduits	10	09	0.90
<b>Charges permanentes T<sub>total</sub></b>				5.56

**TableauII.3:** Charge permanente du plancher d'étage courant

➤ **Mur extérieur**



**Fig II.7 :** coup vertical du mur double cloison

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortir de ciment	2	0.36
2	Brique creuse intérieur	10	0.90
3	Lame d'air	5	/
4	Brique creuse extérieur	10	0.90
5	Enduit en plâtre	2	0.20
<b>Total</b>			2.36

**TableauII.4:** Charge permanente du mur extérieur

➤ **Mur intérieur**

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Maçonnerie en brique creuse	10	0.9
2	Enduit en plâtre	2	0.4
<b>Total</b>			G =1.30

**TableauII.5:** Charge permanente du mur intérieur

### ➤ Acrotère

Poids propre de l'acrotère pour 1 ml égal à :

$$G_a = \rho_b * S$$

Avec  $\rho_b$  : masse volumique du béton = 25 KN/m<sup>3</sup>

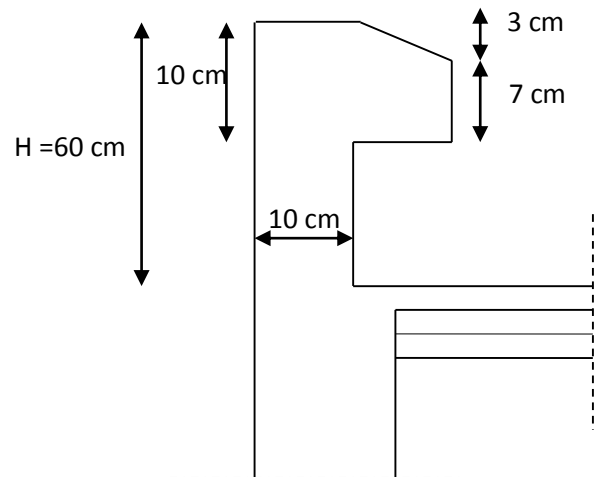
S : surface de la section de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.02 \times 0.1) / 2$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère est :

$$G = 0.069 \times 0.25 = 1.725 \text{ KN/ml}$$



### II.4.3. Calcul des poids propres

➤ Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{pt} = G_t \times S = 5.83 \times 10.75 = 62.672 \text{ KN}$$

➤ Plancher étage courant :

$$G_{pc} = G_c \times S = 5.56 \times 10.75 = 59.77 \text{ KN}$$

➤ Les poutres :

- poutres principales :

$$G_{pp} = (0.35 \times 0.25) \times (4.2 - 0.25) \times 25 = 8.64 \text{ KN}$$

- poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.25) \times (3.3 - 0.25) \times 25 = 5.18 \text{ KN}$$

Donc le poids propre des poutres est :

$$G_{Tot} = G_{pp} + G_{ps} = 14.36 \text{ KN}$$

➤ les poteaux :

- poteau d'étage courant :  $G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times (3.06 - 0.2) = 4.75 \text{ KN}$
- poteau du sous sol :  $G_{s,s} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times (4.59 - 0.2) = 6.859 \text{ KN}$

On aura donc :

- Poids propre revenant au niveau terrasse :  $G_{tot} = 81.782 \text{ KN}$

- Poids propre revenant aux étages courants :  $G_{tot}=78.88KN$
- Poids propre revenant au sous sol..... :  $G_{tot}=80.989KN$
  
- surcharges d'exploitation :
- plancher terrasse inaccessible :  $1.00 \times 10.75 = 10.75KN$
- plancher a usage d'habitation :  $1.5 \times 10.75 = 16.125KN$
- sous sol..... :  $1.5 \times 10.75 = 16.125KN$

### II.4.4 Loi de dégression vertical des surcharges d'exploitations

Les règles du BAEL99 exige l'application de la dégression des surcharges d'exploitations. Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étage ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendantes.

La loi dégression est donnée par :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

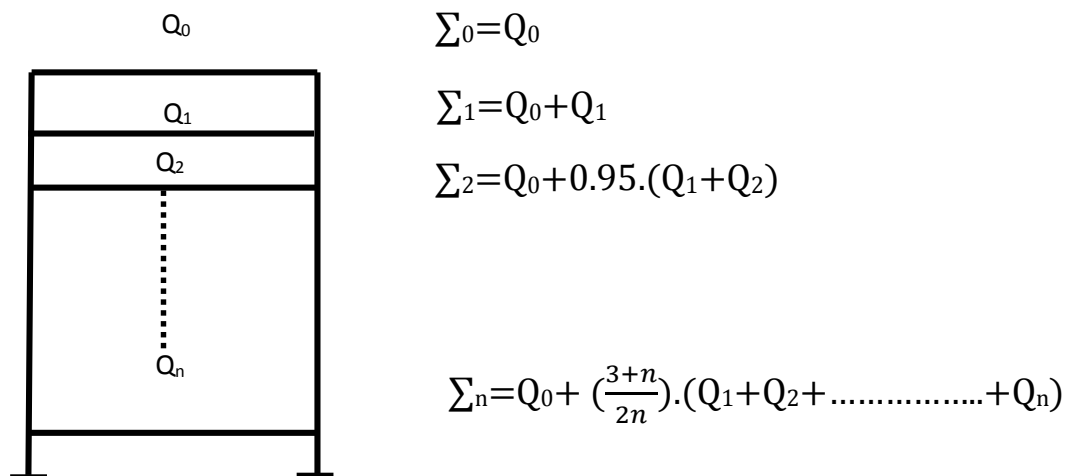
Avec :

$Q_0$  : surcharge d'exploitation de la terrasse

$Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage i

N : numéro de l'étage du haut vers bas



**Tableau II.6:** valeurs des coefficients de dégression des surcharge

Niveau	7	6	5	4	3	2	1	RDC	SS
Coeff	1	1	0.95	.9	0.85	0.80	0.714	0.687	0.666

Avec :

$$Q_0 = 1 \times 10.75 = 10.75 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = Q_{ss} = 1.5 \times 10.75 = 16.125 \text{ KN}$$

L'application de la loi de dégression donnera :

$$Q_0 = 1 \times 10.75 = 10.75 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 10.75 + 16.125 = 26.875 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 10.75 + 0.95 (2 \times 16.125) = 41.387 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 10.75 + 0.9 (3 \times 16.125) = 54.287 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 10.75 + 0.85 (4 \times 16.125) = 65.575 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 10.75 + 0.80 (5 \times 16.125) = 75.25 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 10.75 + 0.714 (6 \times 16.125) = 79.829 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 10.75 + 0.687 (7 \times 16.125) = 88.295 \text{ KN}$$

$$Q_{ss} = 10.75 + 0.666 (8 \times 16.125) = 96.664 \text{ KN}$$

### II.4.5 Tableau récapitulatif de la descente des charges

niveaux	Charges permanente (KN)		Surcharges D'exploitations (KN)	Effort Normale (KN)	Section du poteau (Cm <sup>2</sup> )	
	G <sub>tot</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> =G+Q	Section Trouvée	Section adoptée
7	81.782	81.7821	10.75	92.532	61.688	40x40
6	78.880	160.662	26.875	187.537	125.0225	40x40
5	78.880	239.542	41.387	280.929	187.286	40x40
4	78.880	318.422	54.287	372.709	248.473	45x45
3	78.880	397.302	65.575	462.877	308.585	45x45
2	78.880	476.182	75.250	551.432	367.621	45x45
1	78.880	555.062	79.829	634.891	423.261	45x45
RDC	78.880	633.942	88.295	722.237	481.491	50x50
SS	80.989	714.931	96.664	811.575	541.05	50x50

### II.5.6 vérification des sections selon RPA99 ( Art 7.4.1)

Poteaux	Conditions exigées par le RPA	Valeurs calculées [cm]	observation
<b>40x40</b>	Min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=40	Condition vérifiée
	Min(b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> ) ≥ $\frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4.$	$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée
<b>45x45</b>	Min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=45	Condition vérifiée
	Min(b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> ) ≥ $\frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4.$	$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée
<b>50x50</b>	Min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=50	Condition vérifiée
	Min(b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> ) ≥ $\frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = 22.95$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4.$	$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée

**Tableau II.6:** vérification des sections selon PPA99 (ART7)

### Remarque

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage.

### II.5.7 vérification des poteaux au flambement

le flambement est un phénomène d'un stabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés ( de façon excentrée ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés la vérification consiste à calculer l'élancements ( $\lambda$ )

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

avec :  $\lambda$  : l'élancement du poteau

$L_f$  = longueur de flambement

$i$  : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{ou} \quad \left[ I = \sqrt{\frac{bh^3}{12}} \quad ; B = bh \right]$$

$L_f = 0.7l_0$  ( poteau encastré-encastré)

$I$  : inertie du poteau

$B$  : section du béton

$L_0$  : longueur libre délimitée par les faces supérieures de deux planchers successifs.

$bh$  : section transversale du poteau.

$$\frac{lf}{i} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}} \frac{1}{bh}} = \frac{0.7l_0\sqrt{12}}{h}$$

$L_0 = 4.59\text{m}$  pour les poteaux du sous-sol (50x50)  $\implies \lambda = 22.26 < 50$  ok.

$L_0 = 3.06\text{m}$  pour les poteaux du étage courant (45x45)  $\implies \lambda = 16.48 < 50$  ok

$L_0 = 3.06\text{m}$  pour les poteaux du étage courant (40x40)  $\implies \lambda = 18.55 < 50$

## Conclusion

Après avoir effectué les calculs pour les différents éléments et vérifié les conditions selon les règlements en vigueur (**RPA 99 ; BAE191 ; DTR BC 2.2**)

suivant :

- **les planchers :**

- (16+4) cm  $\implies e = 20$  cm

- **Les poteaux :**

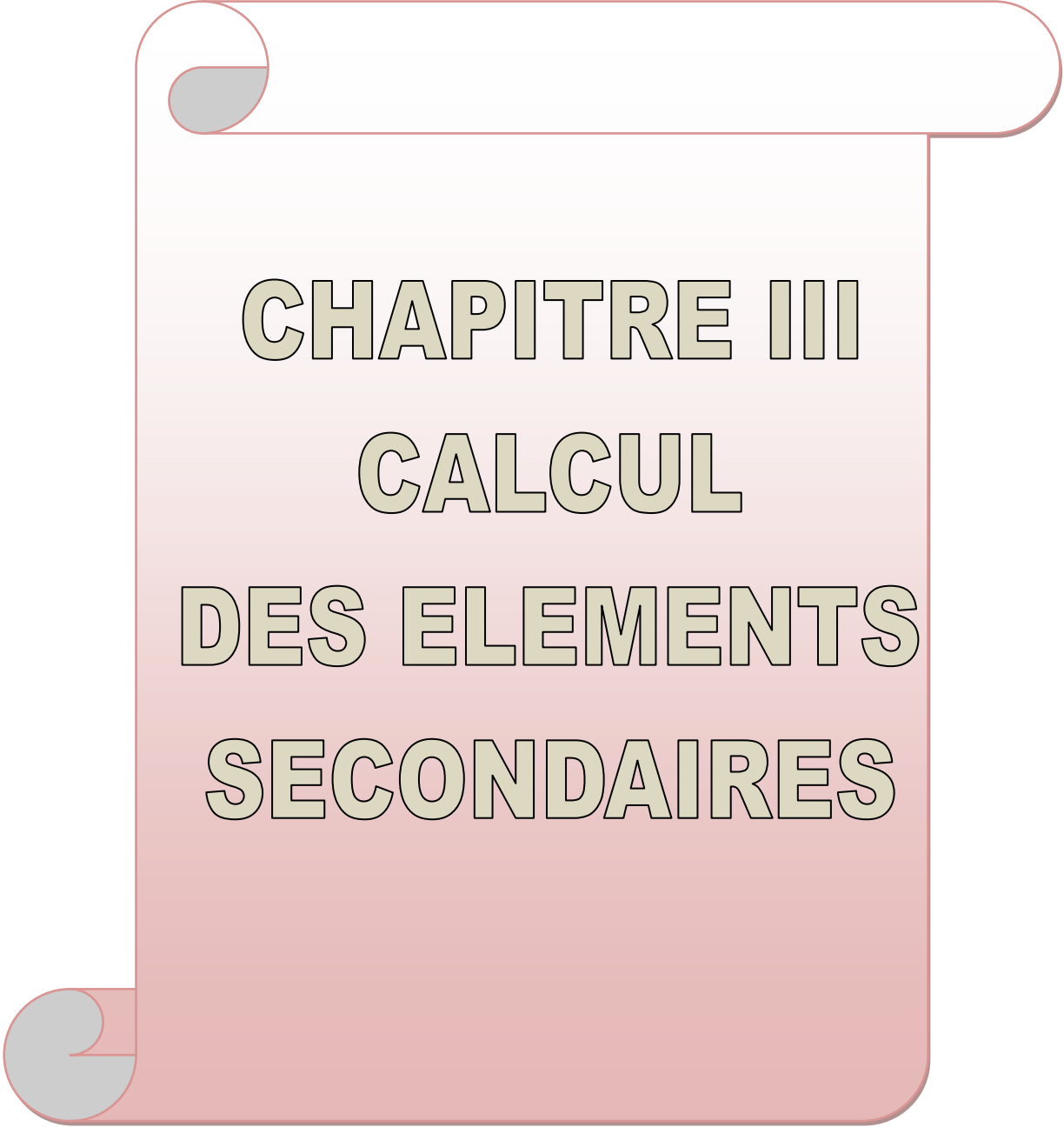
- Poteaux du sous-sol et de RDC (50x50) cm<sup>2</sup>
- Poteaux d'étage courant du 1<sup>ere</sup> jusqu'à 4<sup>eme</sup> étage (45x45) cm<sup>2</sup>
- Poteaux d'étage courant du 5<sup>eme</sup> jusqu'à 7<sup>eme</sup> étage (40x40) cm<sup>2</sup>

- **Les poutres :**

- Les poutres principales (25x35) cm<sup>2</sup>
- Les poutres secondaires (25x30) cm<sup>2</sup>

- **Les voiles :**

Une épaisseur de 20 cm.



**CHAPITRE III**  
**CALCUL**  
**DES ELEMENTS**  
**SECONDAIRES**

### III.1.Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

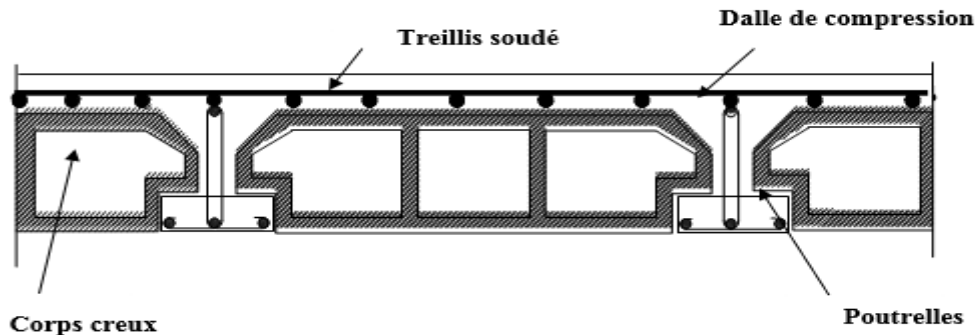
L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les plancher ; l'acrotère ; les escaliers ; les balcons et la salle machine

### III.2.Le plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdi et d'une dalle de compression et prend appuis sur des poutrelles préfabriquées et disposées suivant le sens de la petite portée.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervure appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, d'épaisseur de 16cm
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un cadriage d'acier ayant comme fonction :
  - Limiter les risque de fissuration par retrait ;
  - Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
  - Réalise un effet de réparation entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.



figIII.1 : coupe vertical d'un plancher à corps creux

#### III.2.1.Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulé sur place ( $e_p = 4$  Cm) armé d'un quadrillage des barres (treillis soudés TL520 avec  $f_e = 520$ MPa) dont les mailles ne doivent pas dépasser d'après (article : **BAEL 91/B.6.8,423**).

- 20 Cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 33 Cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

### ➤ Calcul des armatures

#### a- Armatures perpendiculaire aux poutrelles $A_{\perp}$

$$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{f_e}$$

avec :  $l'$  = distance entre axe des poutrelles

$$A_{\perp} \geq \left( \frac{4 \cdot 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \right)$$

Soit:  $A_{\perp} = 5T_5 = 0.98 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $e = 20 \text{ cm}$

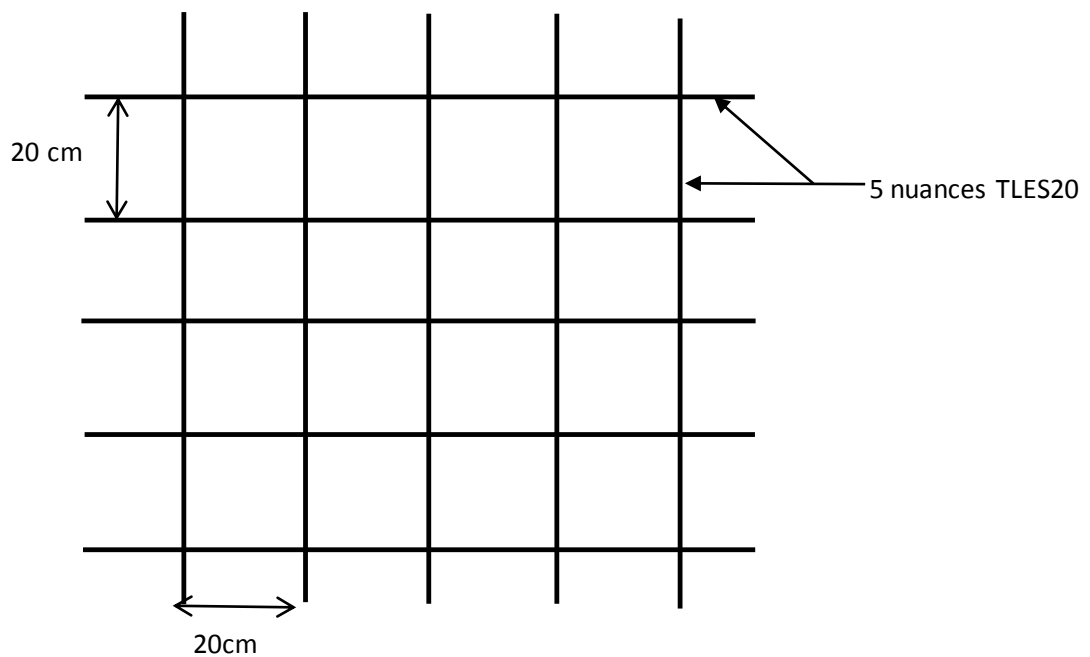
#### b- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \left( \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2 \right)$$

Soit  $A_{//} = 5T_5 = 0.89 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $e = 20$

### Conclusion

D'après le même article cité ci-dessus on adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLES520) de dimension (5x5x200x200)



**Fig III.2** : ferrailage de la dalle de compression

### III.2.2 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression

#### a- Avant collage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

- Le poids propre de la poutrelle est :  $G_1=0.12 \times 0.04 \times 25=0.12$  KN/ml
- Le poids propre de corps creux est :  $G_2=0.95 \times 0.65=0.62$  KN/ml
- Le poids propre de l'ouvrier est estimé à :  $Q=1$ KN/ml

#### ➤ Ferrailage à l'ELU

On fait le calcul pour la travée la plus longue, en considérant la fissuration non préjudiciable.

#### ✓ Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1$$

$$q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$

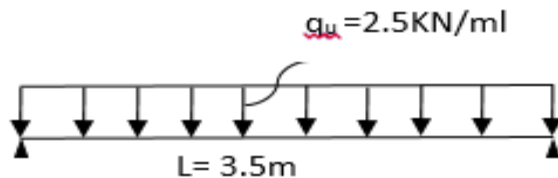


Fig.III.3 : schéma statique de la poutrelle

#### ✓ Moment en travée

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.5^2}{8} = 3.828 \text{ KN.m}$$

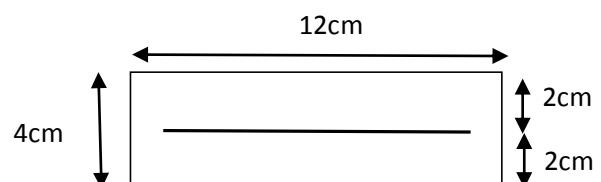
#### ✓ Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.5}{2} = 4.375 \text{ KN}$$

#### ✓ Calcul des armatures

La hauteur utile :  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

Avec  $c$  : enrobage



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3} = 7.34$$

$\mu = 7.34 > (\mu_l = 0.392) \Rightarrow$  section doublement armée (SDA)

### Conclusion

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures.

Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant le coulage de la dalle de compression.

### b- Après coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis, les charges et surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles

#### ➤ Dimensionnement de la poutrelle

$b = 65\text{cm}$  ; distance entre axe des poutrelles

$h = (16+4) = 20\text{cm}$  ; hauteur de plancher à corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$  ; largeur de la poutrelle

$h_0 = 4\text{cm}$  ; épaisseur de la dalle de compression

$b_1$  : débord

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5\text{cm}$$

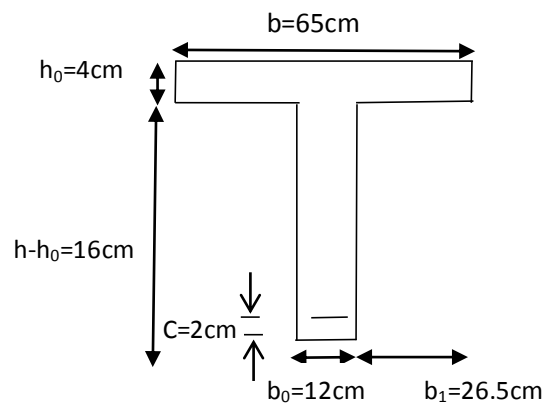


Fig III.4 : schéma d'une poutrelle

#### ➤ Calcul des charges et surcharges

Combinaison d'action :

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS :  $q_s = Q + G$

Désignation	Charge permanent G (KN)	Surcharge d'exploitation Q (KN)	Combinaison à l'ELU (KN/ml)	Combinaison à l'ELS (KN/ml)
Etage courant	$5.56 \times 0.65 = 3.614$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$	6.341	4.404

Tableau.III.1 : charge et surcharges revenant aux poutrelles

### ➤ Choix de la méthode de calcul

Il existe trois méthodes pour déterminer les efforts internes selon le type de plancher :

- La méthode forfaitaire
- La méthode des trois moments
- La méthode de Caquot

#### ✓ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- La valeur de la surcharge d'exploitation doit être égale ou plus à deux fois de la charge permanente ou 5KN/ml

$$Q \leq \max \left\{ 2G ; 5 \text{ KN} \right\}$$

Dans notre cas :  $Q=0.975 \text{ KN} \leq \max \{2G = 7.228 \text{ KN} ; 5 \text{ KN}\}=7.228 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable ..... **Condition vérifiée**

- Moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées ..... **Condition vérifiée**
- Les portées successives des travées doivent être dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25  
 $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Dans notre cas, on a :

$$\left( \frac{3}{3.1} ; \frac{3.1}{3.5} ; \frac{3.5}{2.8} ; \frac{2.8}{3.2} \right) = (0.967 ; 0.885 ; 1.25 ; 0.875) \dots \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

### ➤ Principe de la méthode forfaitaire

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment dans la travée dite de comparaison, c'est -à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

### ➤ Exposé de la méthode

- Le rapport ( $\alpha$ ) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

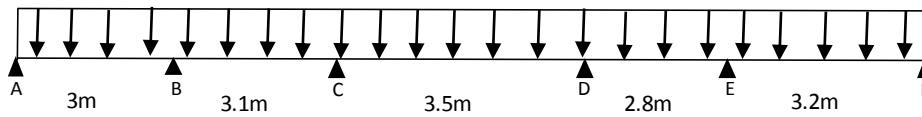
- $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de Comparaison  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$  dont L longueur entre nus des appuis.
- $M_w$  : moment sur appuis gauche ;
- $M_e$  : moment sur appuis droite ;
- $M_t$  : Moment maximal en travée .

Les valeurs  $M_w, M_e, M_t$ , doivent vérifier les conditions suivantes :

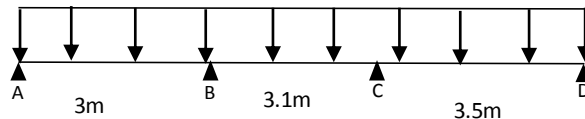
- $M_t \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée de rive

➤ **Les différents types des poutrelles**

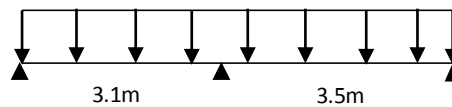
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



**a- Calcul à l'ELU**

➤ **Calcul du rapport de charge  $\alpha$**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.56+1.5} = 0.212$$

On a besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0.3\alpha=1.0636 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.618 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.5318 \end{array} \right.$$

- type 1 : poutrelle cinq travée

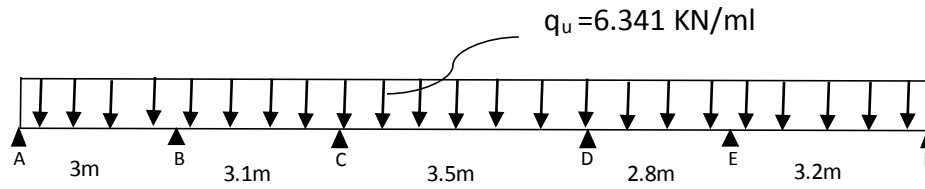


Fig III.5 : schéma de chargement de la poutrelle cinq travées à l'ELU

- Calcul des moments
- ✓ Calcul des moments isostatiques

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
M <sub>0</sub> (KN/ml)	7.134	7.617	9.710	6.214	8.116

Avec :  $M_0 = \frac{q_u \cdot x l^2}{8}$

- ✓ Calcul des moments sur appuis

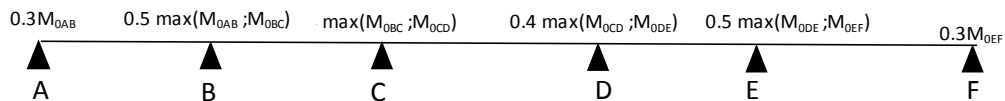


Fig III.6 : les sollicitations (moments) sur les poutrelles

Tableau représentatif des moments sur appuis :

Appuis	A	B	C	D	E	F
M <sub>w</sub> (KN/ml)	0.3M <sub>0</sub> =0	0.5M <sub>0AB</sub> = 3.567	0.4M <sub>0BC</sub> = 3.047	0.4M <sub>0CD</sub> = 3.884	0.5M <sub>0DE</sub> = 3.107	0.3M <sub>0EF</sub> = 2.435
M <sub>e</sub> (KN/ml)	0.3M <sub>0AB</sub> = 2.14	0.5M <sub>0BC</sub> = 3.808	0.4M <sub>0CD</sub> = 3.884	0.4M <sub>0DE</sub> = 2.485	0.5M <sub>0EF</sub> = 4.058	0.3M <sub>0</sub> =0
Moment Sur appuis	2.14	3.808	3.884	3.884	4.058	2.435

✓ **Calcul des moments en travée**

Pour une travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \left[ (1+0.3\alpha) ; 1.05 \right] M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} \times M_0 \end{array} \right.$$

Pour une travée intermédiaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \left[ (1+0.3\alpha) ; 1.05 \right] M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} \times M_0 \end{array} \right.$$

Tableau représentatif des moments en travée

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
$M_e$ (KN.m)	2.14	3.808	3.884	3.884	4.056
$M_w$ (KN.m)	3.808	3.884	3.884	4.056	2.435
$M_{t1}$ (KN.m)	4.614	4.255	6.443	2.639	5.387
$M_{t2}$ (KN.m)	4.517	4.152	6.311	2.555	5.276
$M_{t3}$ (KN.m)	4.507	4.05	6.135	3.305	5.127
$M_t$ (KN.m)	4.614	4.255	6.443	3.305	5.387

Avec :

$$M_{t1} = (1+0.3\alpha) \times M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 1.0636 M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

$$M_{t2} = 1.05 M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

$$M_{t3} = \frac{(1+0.3\alpha)}{2} \times M_0 = 0.5318 M_0 \quad \text{pour une travée intermédiaire}$$

$$M_{t3} = \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} \times M_0 = 0.5318 M_0 \quad \text{pour une travée de rive}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_u \times L$$

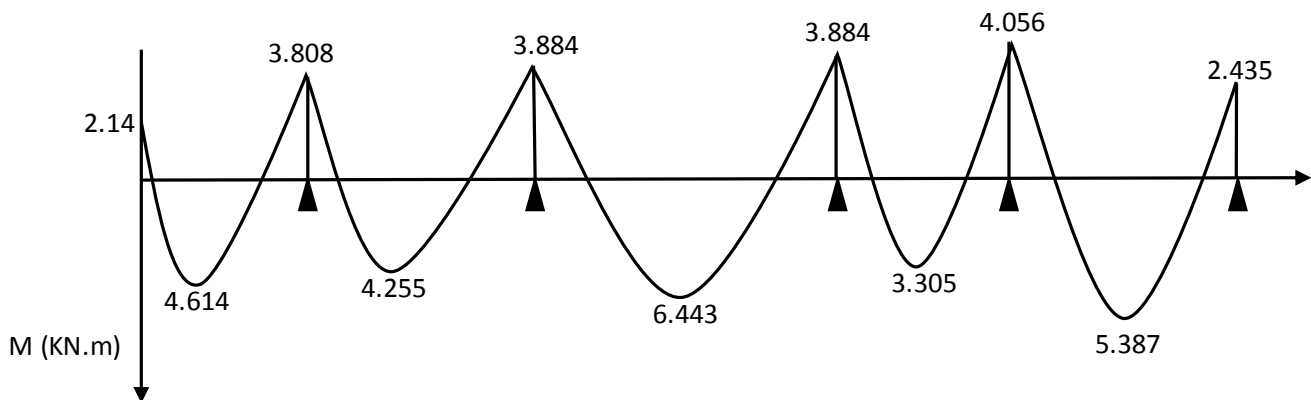
Avec :  $T_w$  et  $T_e$  : efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement

**Tableau représentatif des efforts tranchants :**

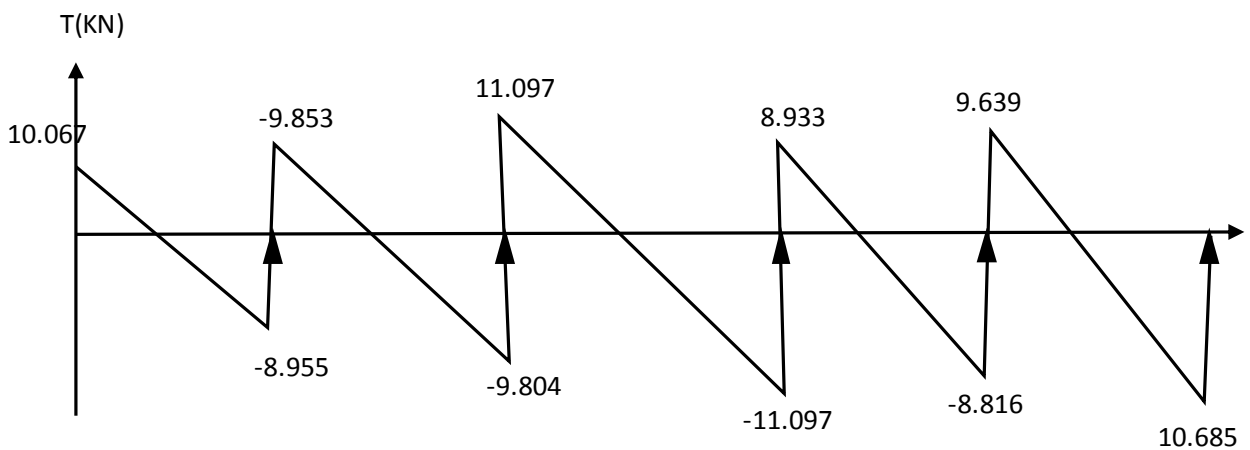
Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L (m)	3	3.1	3.5	2.8	3.2
$M_e$ (KN.m)	2.14	3.808	3.884	3.884	4.056
$M_w$ (KN.m)	3.808	3.884	3.884	4.056	2.435
$T_e$ (KN)	10.067	9.853	11.097	8.939	9.639
$T_w$ (KN)	-8.955	-9.804	-11.097	-8.816	-10.685

Avec :  $q_u = 6.341$  KN/ml

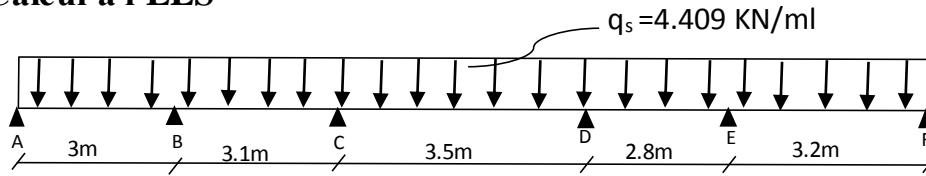
➤ **Diagramme des moments fléchissant**



➤ **Diagramme des efforts tranchants**



a- **Calcul à l'ELS**



**Fig III.7** : schéma de chargement de la poutrelle à cinq travées à l'ELS

- **Calcul des moments**
- ✓ **Calcul des moments isostatiques**

Tableau représentatif des moments isostatiques :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
$M_0$ (KN/ml)	4.96	5.296	6.751	4.320	5.643

Avec :  $M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8}$

- ✓ **Calcul des moments sur appuis**

Tableau représentatif des moments sur appuis :

Appuis	A	B	C	D	E	F
$M_w$ (KN/ml)	$0.3M_0=0$	$0.5M_{0AB}=2.480$	$0.4M_{0BC}=2.118$	$0.4M_{0CD}=2.700$	$0.5M_{0DE}=2.160$	$0.3M_{0EF}=1.693$
$M_e$ (KN/ml)	$0.3M_{0AB}=1.488$	$0.5M_{0BC}=2.648$	$0.4M_{0CD}=2.700$	$0.4M_{0DE}=1.728$	$0.5M_{0EF}=2.821$	$0.3M_0=0$
Moment Sur appuis	1.488	2.648	2.700	2.700	2.821	1.639

- ✓ **Calcul des moments en travée**

Tableau représentatif des moments en travées

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
$M_e$ (KN.m)	1.488	2.648	2.700	2.700	2.821
$M_w$ (KN.m)	2.648	2.700	2.700	2.821	1.639
$M_{t1}$ (KN.m)	3.207	2.959	4.480	1.835	3.772
$M_{t2}$ (KN.m)	3.140	2.887	4.388	1.776	3.695
$M_{t3}$ (KN.m)	3.130	2.816	4.265	2.798	3.000
$M_t$ (KN.m)	3.207	2.959	4.480	2.798	3.772

✓ **Calcul des efforts tranchants**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s \times L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_s \times L$$

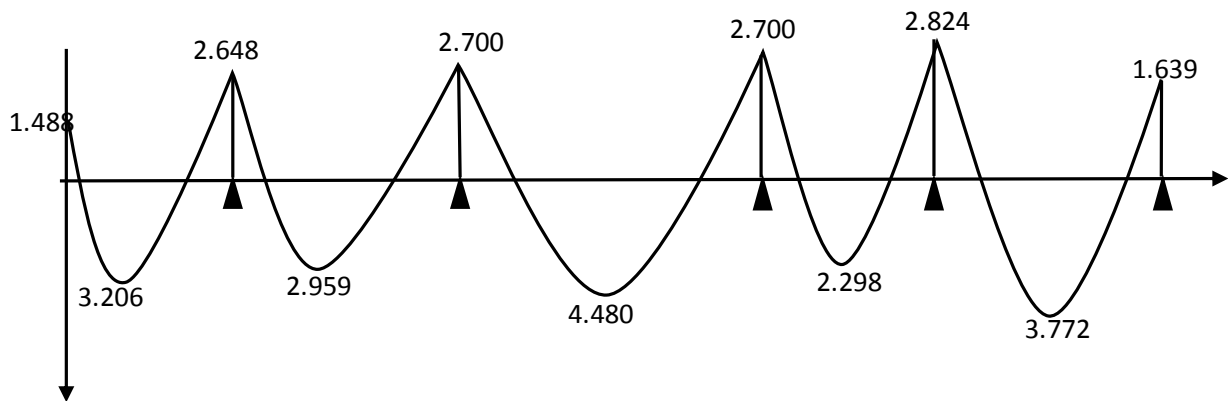
Avec :  $T_w$  et  $T_e$  : efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement

Tableau représentatif des efforts tranchants :

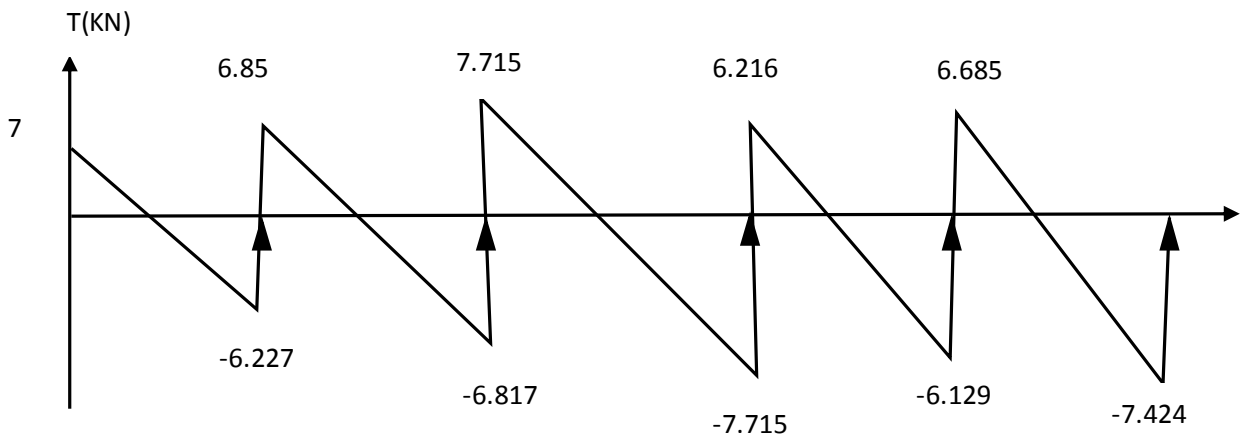
Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L (m)	3	3.1	3.5	2.8	3.2
$M_e$ (KN.m)	1.488	2.648	2.700	2.700	2.821
$M_w$ (KN.m)	2.648	2.700	2.700	2.821	1.639
$T_e$ (KN)	7	6.850	7.715	6.216	6.685
$T_w$ (KN)	-6.227	-6.817	-7.715	-6.129	-7.424

Avec :  $q_s = 4.409$  KN/ml

➤ **Diagramme des moments fléchissant**



➤ **Diagramme des efforts tranchant**

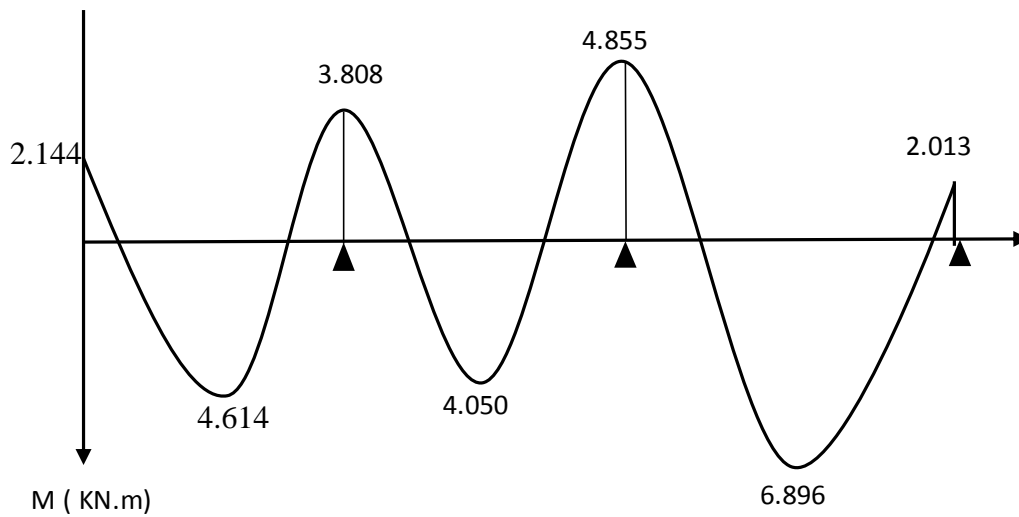


• **Type 2 : Poutrelle à trois travées**

Tableau représentatif des moments sur appuis, en travées et des efforts tranchants à l'ELU :

travée	AB	BC	CD
$M_e$ (KN.m)	2.140	3.808	4.855
$M_w$ (KN.m)	3.808	4.855	2.013
$M_t$ (KN.m)	4.614	4.050	6.896
$T_w$ (KN)	-8.955	-9.490	-11.908
$T_e$ (KN)	10.067	10.166	10.285

➤ **Diagramme des moments fléchissant**



➤ **Diagramme des efforts tranchant**

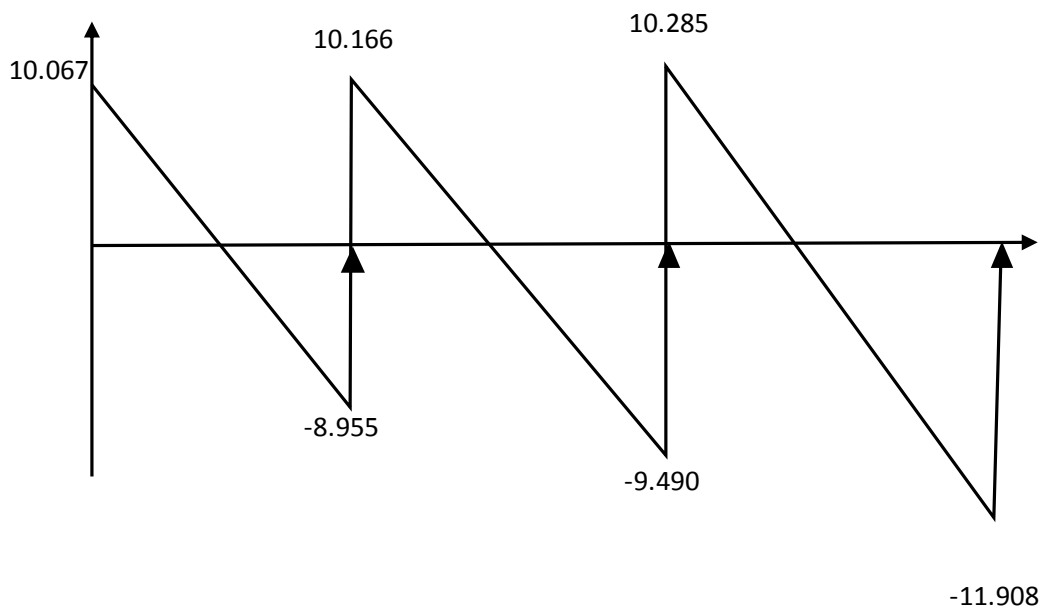
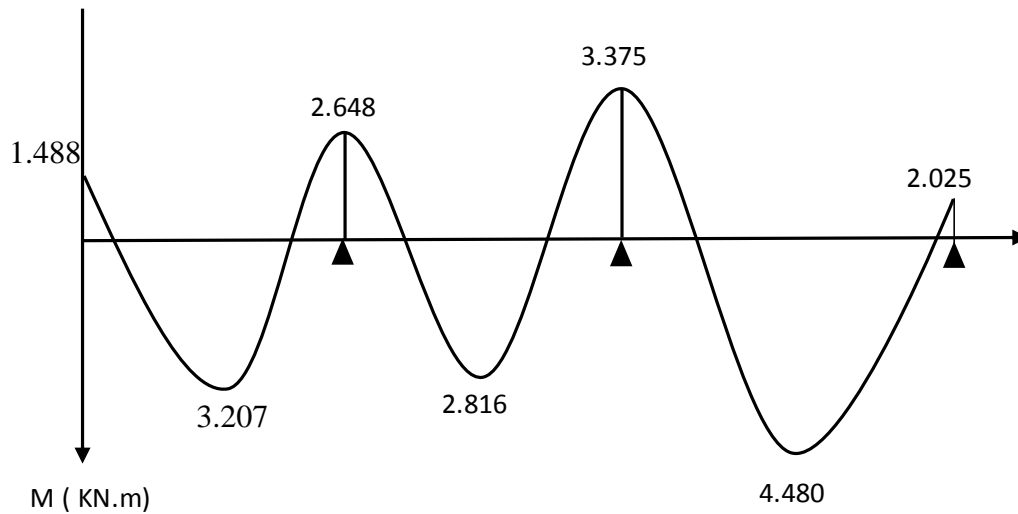


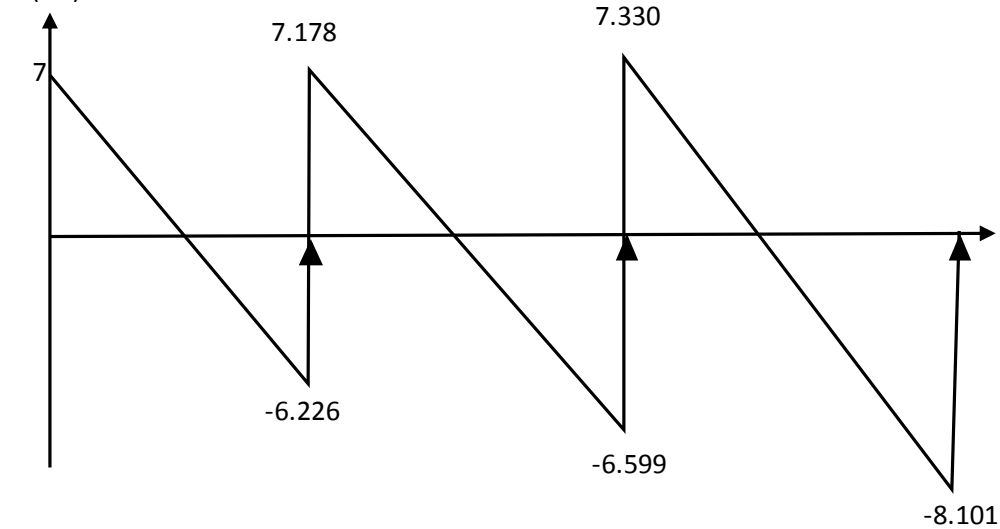
Tableau représentatif de moment sur appuis, en travées et des efforts tranchants à l'ELS :

Travée	AB	BC	CD
$M_e$ (KN.m)	1.488	2.648	3.375
$M_w$ (KN.m)	2.648	3.375	2.025
$M_t$ (KN.m)	3.207	2.816	4.480
$T_w$ (KN)	-6.226	-6.599	-8.101
$T_e$ (KN)	7.000	7.108	7.330

➤ **Diagramme des moments fléchissant**



➤ **Diagramme des efforts tranchant**

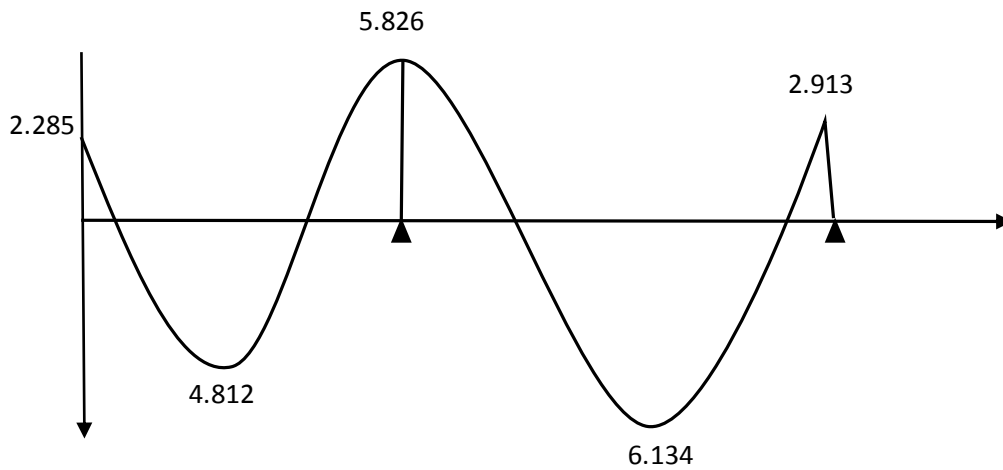


• **Type 3 : portée à deux travées**

Tableau représentatif des moments sur appuis, en travées et des efforts tranchants à l'ELU :

travée	AB	BC
$M_e$ (KN.m)	2.285	5.826
$M_w$ (KN.m)	5.826	2.913
$M_t$ (KN.m)	4.812	6.134
$T_w$ (KN)	-8.686	-11.92
$T_e$ (KN)	10.971	10.26

➤ **Diagramme des moments fléchissant**



➤ **Diagramme des efforts tranchant**

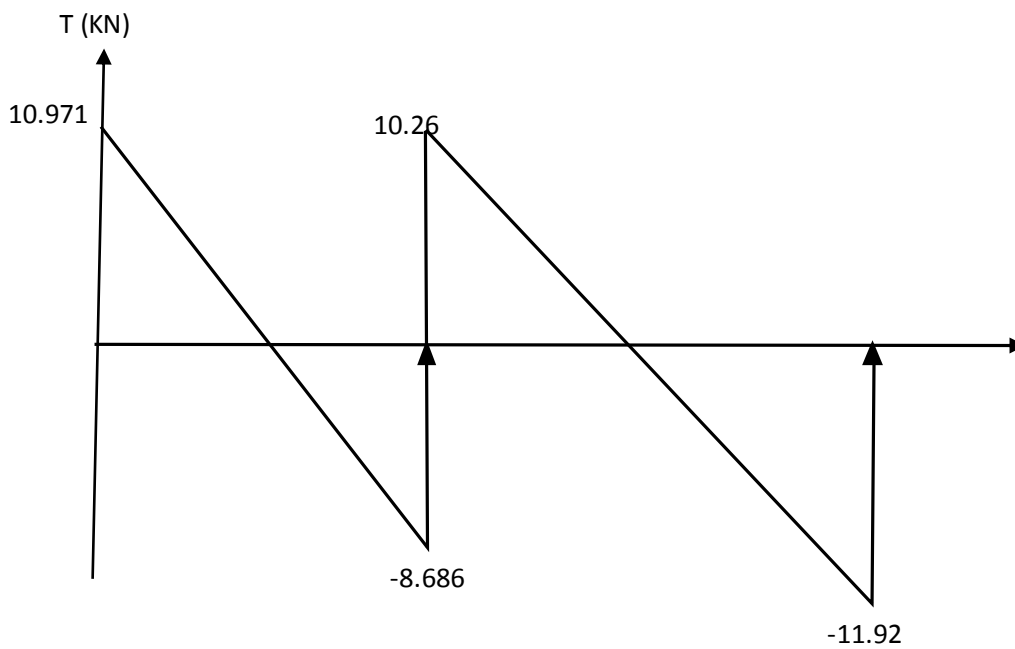
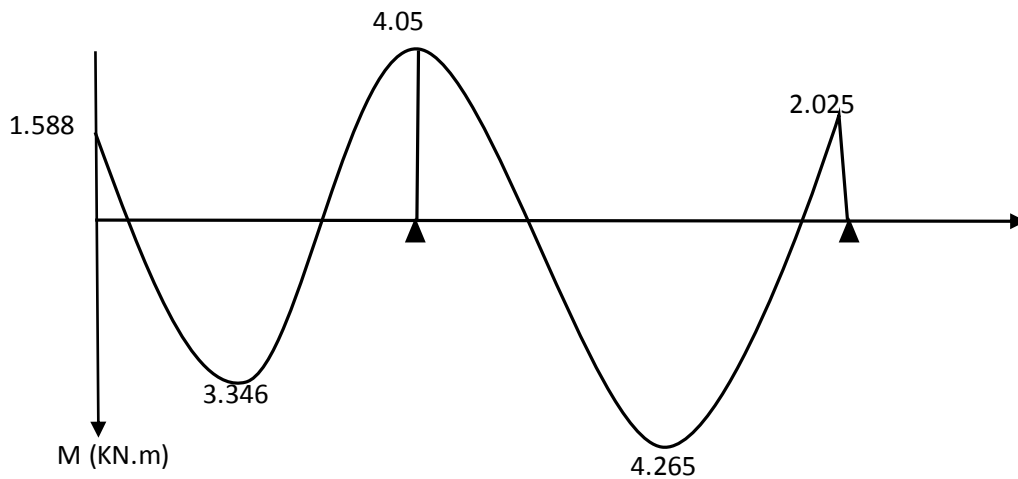


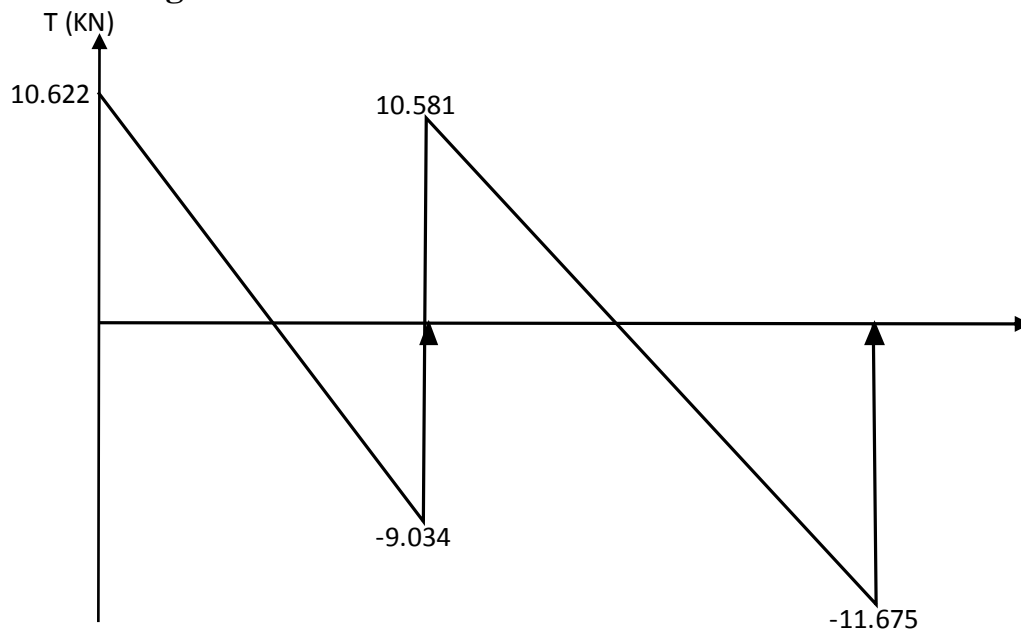
Tableau représentatif de moment sur appuis, en travées et des efforts tranchants à l'ELS

Travée	AB	BC
$M_e$ (KN.m)	1.588	4.05
$M_w$ (KN.m)	4.05	2.025
$M_t$ (KN.m)	3.346	4.265
$T_w$ (KN)	-9.034	-11.675
$T_e$ (KN)	10.622	10.581

➤ **Diagramme des moments fléchissant**



➤ **Diagramme des efforts tranchant**



### b- Le ferrailage

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments max sur appuis et en travées.

Le cas le plus défavorable c'est le cas d'une poutrelle à trois travées.

➤ **Ferrailage en travée** :  $M_t^{\max} = 6.896 \text{ KN/ml}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_t^{\max} \Rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la table de compression donc nous avons à calculer une section rectangulaire (b x h)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.896 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.023$$

$(\mu_b = 0.023) < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0.0229 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{6.896 \times 10^2}{0.989 \times 18 \times 34.8} = 1.11 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

➤ **Ferrailage aux appuis** :  $M_a^{\max} = 5.826 \text{ KN/m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.826 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.019$$

$(\mu_b = 0.019) < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.9935$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{5.826 \times 10^2}{0.9935 \times 18 \times 34.8} = 0.936 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{st} = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversals** (art: A.4.2.3/BAEL91)

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{max} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; \frac{265}{10} ; 8 \right\} = \{5.7 ; 26.5 ; 6\}$$

soit:  $\phi = 8 \text{ mm} = 0.8 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2\pi\phi^2}{4} = 1.01 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des armatures transversales**

$$S_T \leq (0.9d ; 40 \text{ cm}) = (16.2 ; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_T = 15\text{cm}$$

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_T} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.39 \times 400}{12 \times 15} = 0.866 \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**c- Vérifications**

➤ **Vérification à l'ELU**

✓ **Vérification de la contrainte tangente du béton (Art 5.1.2.211/ BAEL99)**

$$T_u^{max} = 11.92 \text{ KN}$$

On doit vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  ( la fissuration est peu nuisible )

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{11.92 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.552 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } T_u^{max} = 11.92 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0.2f_{t28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\Rightarrow (\tau_u = 0.552\text{MPa}) < (\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{0.21}{40} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_{st} = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

- En travée :  $A_t = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence (art 6.1.3/BAEL99)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{11.92 \times 10^3}{0.3 \times 180 \times 3 \times 8 \times 3.14} = 2.929 \text{ MPa}$$

$U_i$  : le périmètre des barres

$$\text{Et : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence

$\Rightarrow (\tau_{se} = 2.929 \text{ MPa}) \leq (\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}) \dots \dots \dots$  condition vérifiée

✓ **Influence de l'effort tranchant**

$$T_{\max} \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq (0.4 \times 0.9 \times 18 \times 12 \times \frac{2.5}{1.5}) = 129.6 \text{ KN}$$

- Appuis de rive : ( $T_{\max} = 10.685 \text{ KN}$ )  $\leq 29.6 \text{ KN}$  ..... condition vérifiée
- Appuis intermédiaire : ( $T_{\max} = 11.92 \text{ KN}$ )  $\leq 29.6 \text{ KN}$  ..... condition vérifiée

✓ **Calcul des scellements droit (art A.6.1.23/BAEL91)**

$$L_s = \frac{4f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'ou : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.273 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets :  $L = 0.4 \times 35.273 = 17 \text{ cm}$

➤ **Vérifications à l'ELS**

Moments fléchissant max :

- En travée :  $M_t^{\max} = 4.48 \text{ KN.m}$
- Sur appuis :  $M_a^{\max} = 4.05 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max :  $T_{\max} = 11.675 \text{ KN}$

✓ **Vérification de l'état limite de compression de béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **En travée :**

La section d'armature adoptées à l'ELU en travées est  $A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.699$$

$$K_1 = 26.32 ; \quad \beta_1 = 0.879$$

**La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 d A_t} = \frac{4.48 \times 10^3}{0.879 \times 18 \times 1.51} = 183.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{183.7}{26.32} = 6.97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

La section d'armature adoptées à l'ELU aux appuis est  $A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 1.01}{12 \times 18} = 0.467$$

$$K_1=33.54 ; \quad \beta_1=0.897$$

**La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 d A} = \frac{4.05 \times 10^3}{0.897 \times 18 \times 1.01} = 248.35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{248.35}{33.54} = 7.4 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

✓ **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures**

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

✓ **Vérification à l'état de déformation (Art B.6.8,242/BAEL91)**

D'après le BAEL 91, lorsqu'il prévu des étais intermédiaire on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Leftrightarrow \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{4.48}{15 \times 6.751} = 0.044 \quad \Leftrightarrow \text{conditions vérifiées} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.006 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \end{array} \right.$$

Avec :

h: la hauteur du plancher

L : portée libre de la poutrelle

$M_t$  : moment fléchissant max en travée

$M_0$  : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique

$b_0$  : largeur de la poutrelle

$f_e$  : limite élastique des armatures tendues

A : section d'armatures tendues

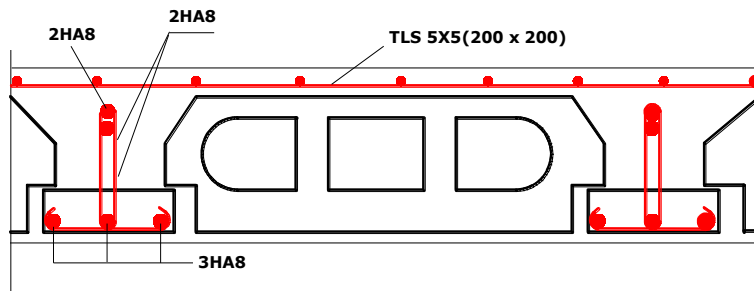
**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées alors les poutrelles seront ferrailier comme suite :

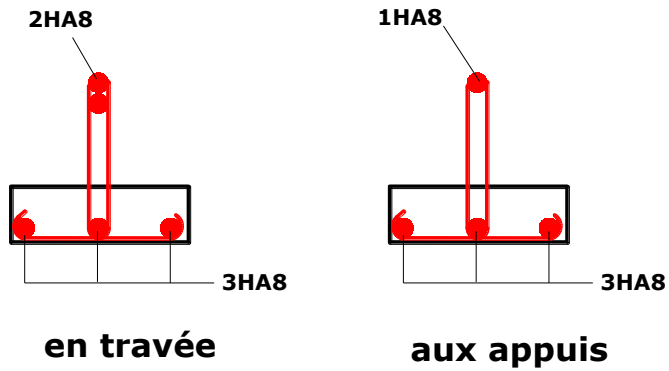
En travée : **3HA8**

Aux appuis : **2HA8**

➤ **schéma de ferrailage**



**fig III.8 :ferrailage de plancher**



**fig III.9 :ferrailage des poutrelles**

### III.2.Calcul de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme un élément décoratif coulé sur place, il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse soumise à deux efforts :

- Effort vertical dû à son poids propre  $G$  ;
- Effort horizontal  $Q$  dû à la main courante engendrant un moment de renversement dans la section d'encastrement.

Le calcul se fera dans la section dangereuse (celle d'encastrement) à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

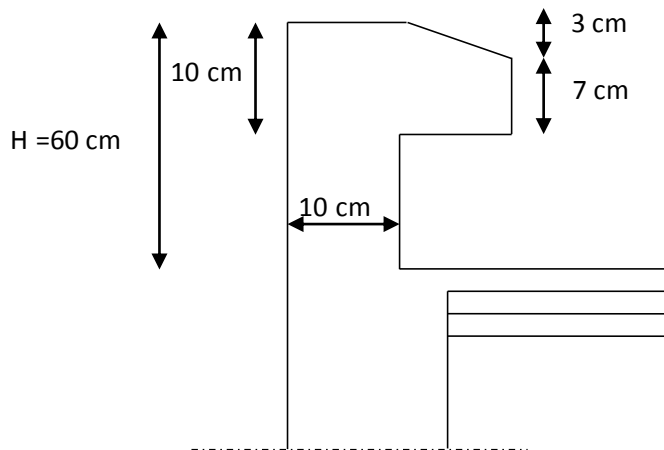
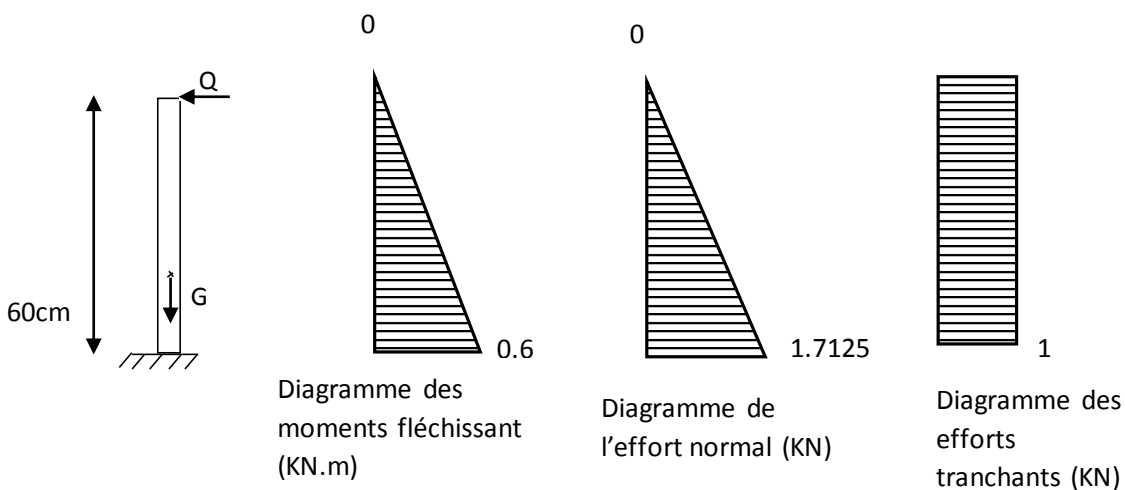


Fig.III.10 : coupe transversale de l'acrotère

#### III.2.1.Calcul des charges et surcharges

- Poids propre de l'acrotère :  $G=0.069 \times 0.25=1.725 \text{KN/ml}$
- La charge d'exploitation (main courante) :  $Q=1 \text{KN/ml}$
- Moment de renversement :  $M_r=Q \times H=1 \times 0.6 =0.6 \text{KN.m}$
- Effort tranchant  $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$



### III.2.2. Combinaison des charges

#### a- A l'ELU : $1.35G+1.5Q$

- Effort normal de compression :  $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$
- Moment fléchissant :  $M_u = 1.5 \times M_f = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

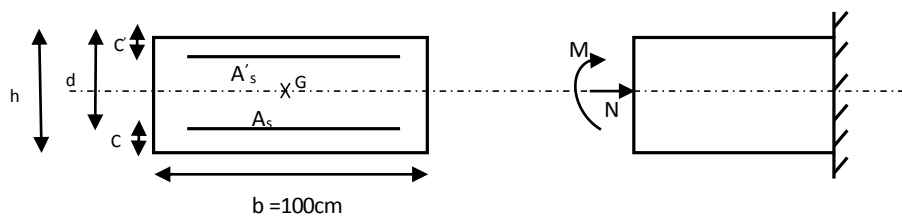
#### b- A l'ELS : $G+Q$

- Effort normal de compression :  $N_s = G = 1.7125 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T_s = Q = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant :  $M_s = M_f = 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

### III.2.3. Ferrailage de l'acrotère

#### ➤ Calcul des armatures à l'ELU

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire ( $100 \times 10$ )  $\text{cm}^2$  soumise à la flexion composée



**Fig III.11** : section de calcul

**Position de centre de pression :**

$$c = c' = 3 \text{ cm} \quad ; \quad d = 7 \text{ cm} \quad ; \quad h = 10 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.311} = 0.389 \text{ m} = 38.9 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet de moment fictif  $M_f$ , puis passer à la flexion composée ou la section d'armature sera calculée en fonction de celle déjà calculée.

✓ **Calcul en flexion simple**

**Calcul du moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 36.9 \text{ cm}$$

$$M_f = 2.31 \times 0.369 = 0.852 \text{ KN.m}$$

**Calcul du  $\mu$  :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.852 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0122$$

( $\mu = 0.0122$ ) < ( $\mu_l = 0.392$ )  $\Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.0122 \Rightarrow \beta = 0.994$$

**calcul des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d^2 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{0.852 \times 10^3}{0.994 \times 7 \times 348} = 0.352 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée (armatures réelles)**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.352 - \frac{2.311 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.285 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU**

✓ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL99)**

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.35 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \left(\frac{35 - 0.455 \times 7}{35 - 0.185 \times 7}\right) \times \frac{2.1}{400} = 0.797$$

$A_s < A_{\min} \Rightarrow$  condition non vérifiée donc on adoptera une section  $A_s = A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement des barres :  $S_t \leq (4h ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq (40 ; 25 \text{ cm})$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$S_t \leq (4h ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq (40 ; 45 \text{ cm})$  soit  $S_t = 18 \text{ cm}$

✓ **Vérification au cisaillement**

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\text{et : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25 ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$(\tau_u = 0.021 \text{ MPa}) \leq (\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}) \Rightarrow$  condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement

✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis**

$$T_u \leq \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9 b \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 100 \times 7}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 1.5 \text{ KN} \leq T_u = 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art 3.6.3/BAEL 99)**

On doit vérifier que :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{su} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres des barres

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm} \quad \text{avec } n : \text{nombre des barres}$$

$$\tau_{su} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 10.048} = 0.237 \text{ MPa}$$

$(\tau_{su} = 0.237 \text{ MPa}) \leq (\bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa}) \Rightarrow$  condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

✓ **Encrage des barres : (Art A.6.1.21/BAEL99)**

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = 21.6 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets ; vu que la longueur de scellement droit est importante.

La longueur d'encrage mesurée hors crochet est :

$$L_a = 0.4 \times 21.16 = 8.48 \text{ cm} \quad \text{on prend : } L_a = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification au séisme**

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule suivante :

$$F_p = 4A \times C_p \times W_p$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa , groupe d'usage B)

$$\Rightarrow A = 0.20 \text{ (Art 4.2.3 tableau 4-1 / RPA 99 modifié 2003)}$$

$C_p$  : facteur de force horizontale variante entre 0.3 et 0.8, soit  $C_p = 0.7$

$W_p$  : poids propre de l'acrotère = 1.7125 KN

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.7 \times 1.7125 = 0.959 \text{ KN}$$

( $F_p = 0.959 \text{ KN}$ ) < ( $Q = 1 \text{ KN}$ )  $\Rightarrow$  condition vérifiée

✓ **Vérification des contraintes**

- **Dans l'acier :**  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

Pour les aciers : ( $^{HA: \varnothing \geq 6 \text{ mm}}$   
 $_{f_e E400}$ )  $\Rightarrow \eta = 1.6$  donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 b d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2}{100 \times 7} = 0.201 \rightarrow \beta_1 = 0.927 \rightarrow k_1 = 53.49$$

$$K = \frac{1}{k_1} = 0.0187$$

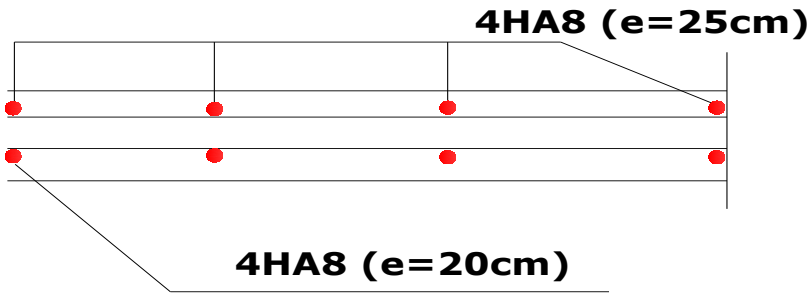
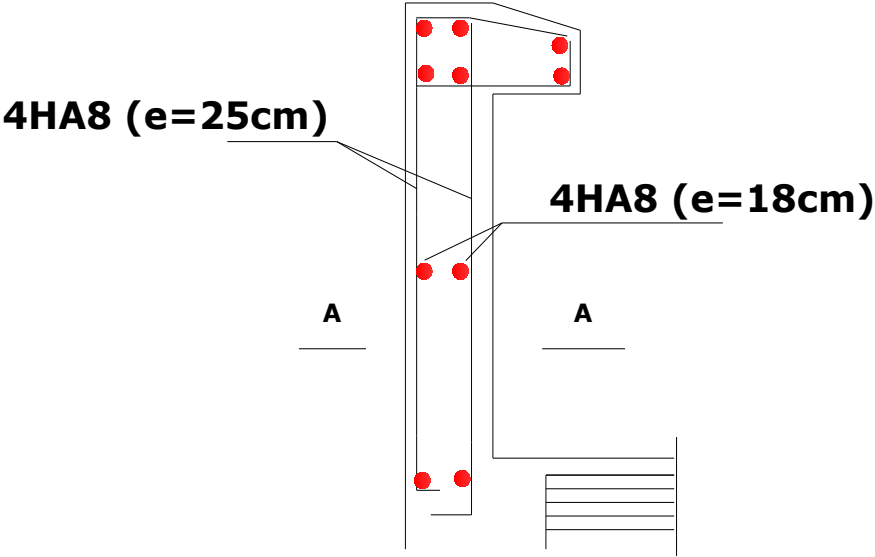
$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.927 \times 7 \times 2} = 46.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.0187 \times 46.23 = 0.86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage



COUPE A-A

**fig III.12:** Ferrailage de l'acrotère

### III.3. Calcul des balcons

#### III.3.1. Introduction

Le balcon est constitué d'une dalle pleine et il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Il est soumise à une charge permanente  $G$ , au poids de garde-corps en brique creuse ainsi qu'aux charges d'exploitations.

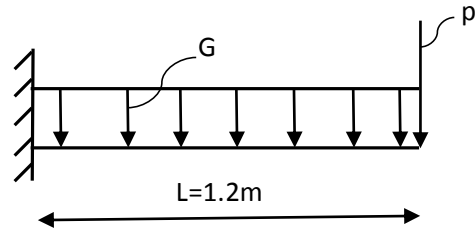
L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante :

$$e_p = \frac{L}{10}$$

$L$  : la largeur de la console

$$e_p = \frac{120}{12} = 12 \text{ cm}$$

soit  $e_p = 15 \text{ cm}$



FigIII.13. : schéma statique du balcon

#### III.3.2. Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fait par une bonde de 1 ml

##### ➤ Charges permanentes

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	20	0.4
Chape de mortier	0.03	20	0.6
Lit de sable	0.03	22	0.66
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G = 5.61</b>

$$G = 5.61 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 5.61 \text{ KN/m}^2$$

##### ➤ Le poids de garde – corps

$$P = 1.5 \text{ KN/m}^2 \times 1.2 \text{ ml} = 1.8 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ La surcharge d'exploitation

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 3.5 \text{ KN/ml}$$

### III.3.3.combinaisons des charges

#### a- À l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.5 = 12.823 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 P = 1.35 \times 1.8 = 2.7 \text{ KN/ml}$$

#### b- A l'ELS

$$q_s = G + Q = 5.61 + 3.5 = 9.11 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = P = 1.8 \text{ KN/ml}$$

### III.3.4.ferraillage

Il consiste à étudier une section rectangulaire (100 x 15) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion simple

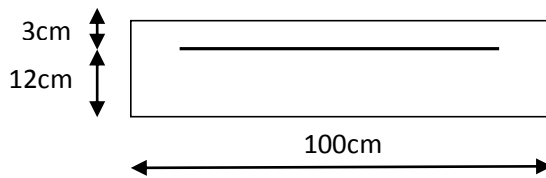
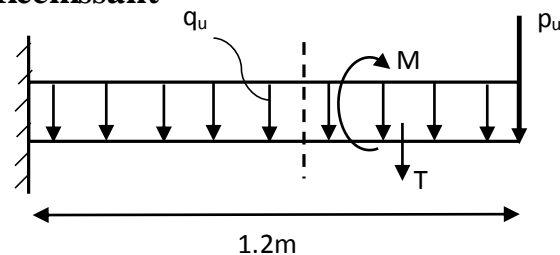


Fig III.14 : la section étudiée

#### a- Calcul à l'ELU

##### ➤ Moment fléchissant



$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p_u l = \frac{12.823 \times 1.2^2}{2} + 2.7 \times 1.2 = 12.472 \text{ KN.m}$$

##### ➤ Effort tranchant

$$V_u = q_u \cdot l + p_u = 12.823 \times 1.2 + 2.7 = 18.1 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de la section d'armatures à la flexion simple**

• **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.823 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 348} = 0.062 < \mu_l = 0.0392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.062 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.823 \times 10^6}{0.986 \times 120 \times 348} = 317.2 \text{ mm}^2 = 3.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** = 3.93 cm<sup>2</sup> avec **S<sub>11</sub> = 20 cm**

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2$$

Soit : **A<sub>r</sub> = 4HA8** = 2.51 cm<sup>2</sup> avec **S<sub>12</sub> = 25cm**

### III.3.5. Vérification

**a- A l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ecartement des barres :**

Pour les armatures principales :  $S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Pour les armatures de répartition :  $S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{18.1 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{18.1 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 157} = 1.06 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :  $\sum U_i = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ MPa}$

**b- Vérification à l'ELS****➤ Vérification des contraintes de compression de béton :**

Il faut vérifiée que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - nA_s(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 3.93(12 - y) \cdot 15 = 0$$

$$\Leftrightarrow 50y^2 + 58.95y - 707.4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 380.72 \Leftrightarrow y = 3.217 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 \Leftrightarrow I = 7172.712 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{2} + (q_s \times l) = \frac{9.11 \times 1.2^2}{2} + (1.44 \times 1.2) = 8.287 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{98.287 \times 10^6}{7172.712 \times 10^4} \times 32.17 = 4.28 < 15 \text{ MPa KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**➤ Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable :

Haute adhérence  $\Rightarrow \eta = 1.6$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{8.287 \times 10^3}{7172.712 \times 10^4} \times (120 - 23.17) = 175.465 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 175.465 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## ➤ Schéma de ferrailage

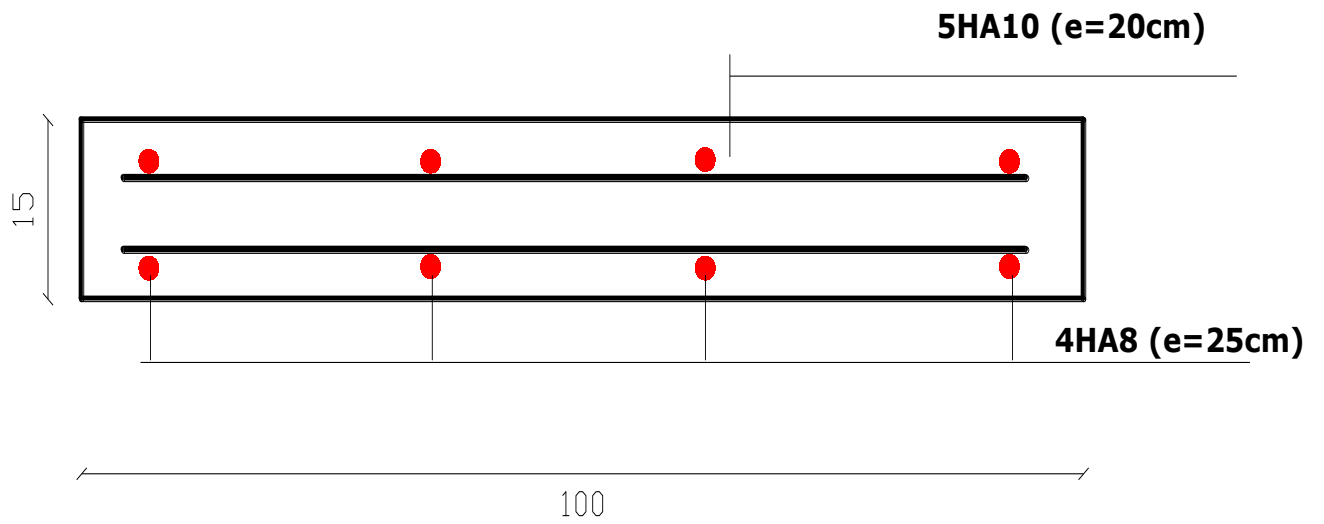


fig III.15 : ferrailage des balcons

### III.4. Etude de la salle machine

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ( $V= 1\text{m/s}$ ), la surface de la cabine est  $S=3.5 \times 2.7=9.45\text{m}$ , la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 6 tonnes.

#### III.4.1. Calcul de la dalle pleine sous charge localisée

L'étude de la dalle reposants librement sur leur pourtours et soumise à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par les charges suivant la petite et la grande portée.

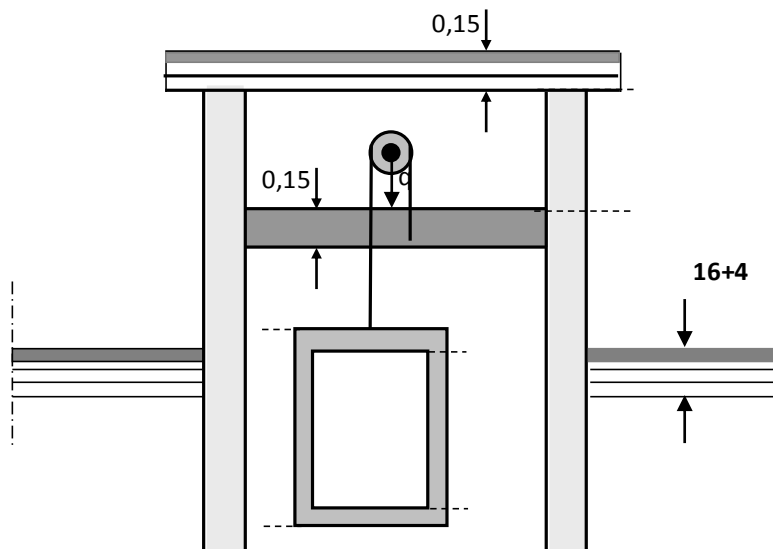


Fig III.16 : coupe verticale de la salle machine

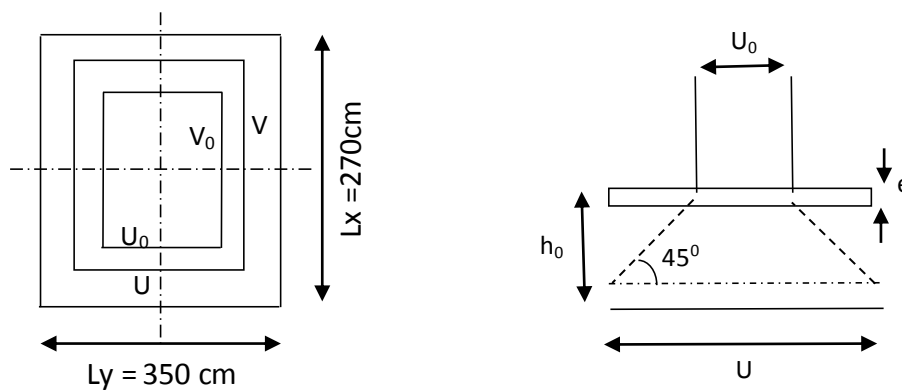


Fig III.17 : schéma de la surface d'impacte

### ➤ Dimensionnement

l'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{350}{30} = 11.66\text{cm}$$

nous avons la limite exigée par le RPA est de 12cm, on adoptera pour  $e_p = 15\text{cm}$ .

### ➤ Calcul de U et V

$$U = x_0 + 2 \cdot \zeta \cdot h_r + h_0$$

$$U = y_0 + 2 \cdot \zeta \cdot h_r + h_0$$

Avec :

$h_0$  : épaisseur de la dalle

$h_r = 5\text{cm}$  : épaisseur de revêtement en béton armé

$\zeta = 1$  : coefficient dépendant de type de revêtement

$x_0 = y_0 = 80\text{cm}$  : coté rectangle dans laquelle la charge  $q$  est concentrée

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

### ➤ Evaluation des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$

$$M_{x1} = q_u (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = q_u (M_2 + vM_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  coefficients déterminés à partir des rapports  $\left(\frac{U}{L_x}\right)$  et  $\left(\frac{V}{L_y}\right)$  dans les abaques de PIGEAUD

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.7}{3.5} = 0.77$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  le panneau travaille dans les deux sens

Donc :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{2.7} = 0.38 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{3.5} = 0.3$$

Les valeurs de  $M_1$  et  $M_2$  données par le tableau de PIGEAUD :

$$M_1 = 0.138 \quad ; \quad M_2 = 0.095$$

#### • A l'ELU : $v=0$

$$q_u = 1.35P = 1.35 \times 60 = 81 \text{ KN/m}$$

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 81 \times 0.138 = 11.187 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 81 \times 0.095 = 7.695 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\rho = 0.77 \quad \text{abaque de PIGEAUD} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0598 \\ \mu_y = 0.542 \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15) \times 1 \text{ ml} = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.562 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0598 \times 6.562 \times (2.7)^2 = 2.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.542 \times 2.86 = 1.55 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.187 + 2.86 = 13.858 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.695 + 1.55 = 9.245 \text{ KN.m}$$

**Remarque**

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant les coefficients 0.85 en travée et 0.5 aux appuis.

$$\text{Moments en travée : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 13.858 = 11.779 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 9.245 = 7.858 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 13.858 = 6.929 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times 9.245 = 4.622 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.4.2.Ferraillage

Il se fera à l'ELU pour une bonde de 1m de largeur, les résultats de calcul seront résumés sur le tableau suivant :

Zone	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	$A_{calculé}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	$S_t$ (cm)
sur appuis	x-x	6.929	0.0288	0.986	1.55	<b>4HA10=3.14</b>	25
	y-y	4.622	0.0192	0.995	1.02	<b>4HA10=3.14</b>	25
En travée	x-x	11.779	0.049	0.9755	2.66	<b>4HA10=3.14</b>	25
	y-y	7.855	0.032	0.984	1.76	<b>4HA10=3.14</b>	25

**III.4.3.vérification :****a) A P'ELU****➤ Condition de non fragilité (Art A.1.2.1 BAEL91)**

$$W = \frac{A_{\min}}{S} \geq W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times S$$

$A_{\min}$  : section minimale d'armatures

$S$  : section totale du béton

$W_0$  : taux d'acier minimal=0.0008 (acier HA FE400)

**Armatures inférieures :**

$$W_x = 0.0008 \left(\frac{3-0.77}{2}\right) = 0.000892$$

$$A_{\min} \geq 0.000892 \times (100 \times 15) = 1.338 \text{ cm}^2$$

**Armatures supérieures :**

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times (100 \times 15) = 1.2 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.338 \text{ cm}^2$$

$$A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_x^a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.338 \text{ cm}^2$$

$$A_y^a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

**➤ Diamètre minimal des barres : (Art A-7.21 BAEL91)**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} \leq \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée

**➤ Ecartement des barres**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

❖ Armatures  $A_x // L_x$  :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée

❖ Armatures  $A_y // L_y$ :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée

➤ **Condition de non poinçonnement**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$P \leq Q_u = 0.045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{Art 5.2.42 / BAEL91})$$

Avec  $U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen tel que :

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4.2\text{m}$$

$Q_u$  : charge de calcul vis-à-vis d'état ultime

$$P = 1.35 \times 60 = 81\text{KN}$$

$$Q_u = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 472.5\text{KN}$$

On a :  $P = 81\text{KN} \leq Q_u = 472.5\text{KN} \Rightarrow$  condition vérifiée

➤ **Contrainte tangentielle**

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge avec  $U=V$

❖ **Au milieu de U**

$$T_{\max} = \frac{P}{2U+V} = \frac{60}{2.1+1.05} = 19.047\text{KN}$$

❖ **Au milieu de V**

$$T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{60}{3 \times 1.05} = 19.047\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{19.047 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.146\text{MPa} \leq 0.07 \frac{f_{c25}}{\gamma_b} 1.17\text{Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$  aucune armature de l'effort tranchant n'est requise sans reprise de bétonnage sur toute son épaisseur.

**b) vérification à l'ELS**

➤ **Les moments engendrés par le système**

$$M_{x1} = q_s (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + vM_1)$$

$$q_s = P \quad ; \quad v = 0.2$$

$$M_{x1} = 60 (0.138 + 0.2 \times 0.095) = 9.42\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 60 (0.095 + 0.2 \times 0.138) = 7.356 \text{KN.m}$$

➤ **Les moments engendrés par le poids propre de la dalle**

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{KN/m}$$

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0663 \\ \mu_y = 0.670 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2 = 0.0663 \times 4.75 \times (2.7)^2 = 2.295 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.67 \times 2.295 = 1.538 \text{KN.m}$$

➤ **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.42 + 2.295 = 11.715 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.356 + 1.538 = 8.894 \text{KN.m}$$

**Remarque** : ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et aux appuis par (0.5)

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers**

• **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Avec } \rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

• **Dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	Ms(KN.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	OBS
Aux appuis	x-x	5.857	0.241	0.921	48.29	155.791	3.226	CV
	y-y	4.447	0.241	0.921	48.29	118.286	2.449	CV
En travée	x-x	9.857	0.241	0.921	48.29	262.187	5.429	CV
	y-y	7.559	0.241	0.921	48.29	201.062	4.163	Cv

➤ **Etat limite de fissuration**

La fissuration est peu préjudiciable  $\Rightarrow$  aucune vérification n'est nécessaire

➤ **Vérification de la flèche**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$h$ : hauteur de la dalle

$M_t$ : moment en travée dans le sens x-x

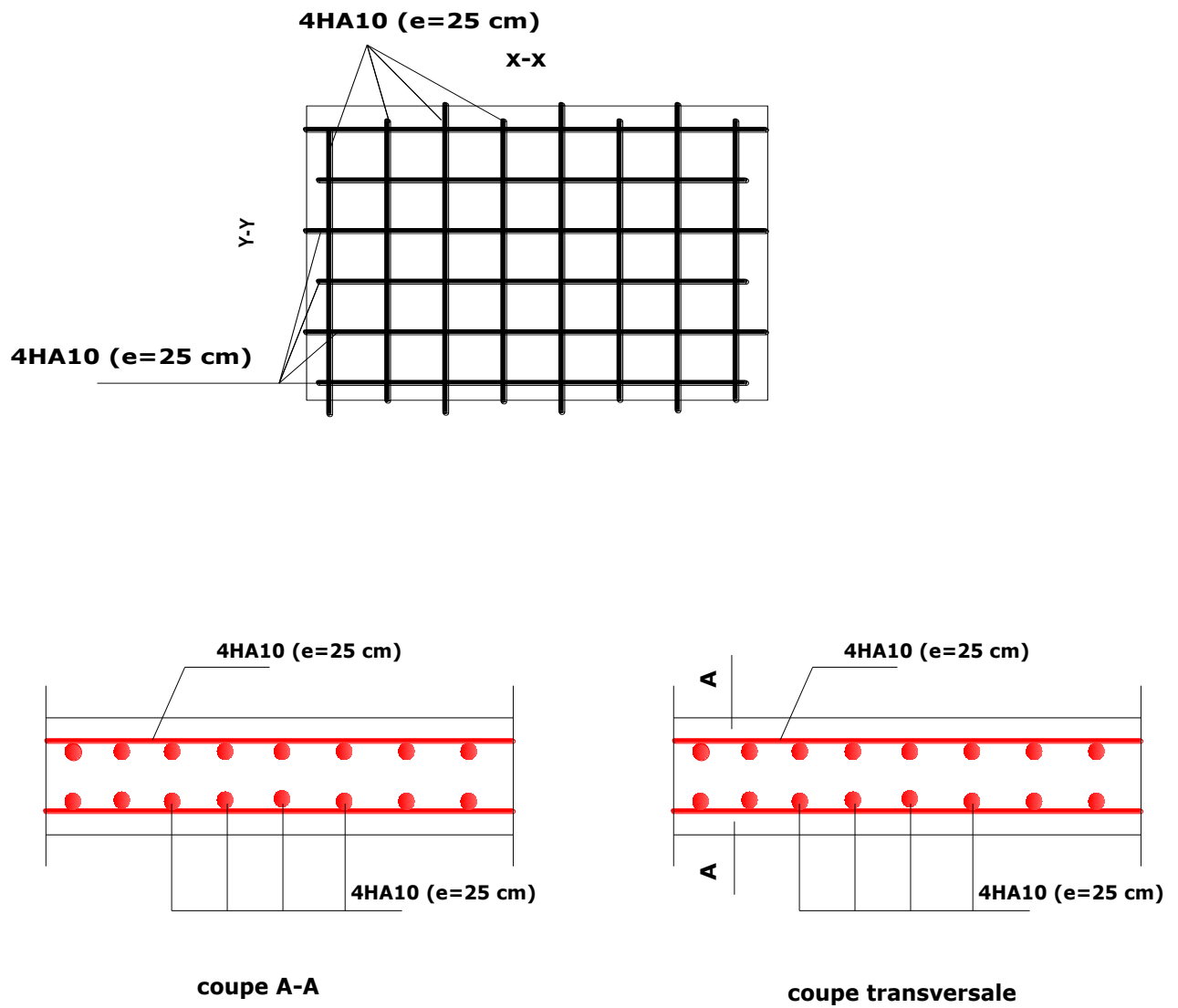
$M_0$ : moment de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

$$\begin{cases} \frac{15}{270} = 0.0666 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{15}{270} = 0.066 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{11.779}{20 \times 13.858} = 0.424 \\ \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \end{cases}$$

**Conclusion :**

On conclut qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche. Et les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes

➤ Schéma de ferrailage



**fig III.18** : ferrailage de dalle pleine salle machine

## III.5 Les escaliers

### III.5.1 Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonnées, qui permettent de passer à pied d'un niveau à un autre.

Notre structure comporte un escalier a deux volées,

#### ➤ Terminologie

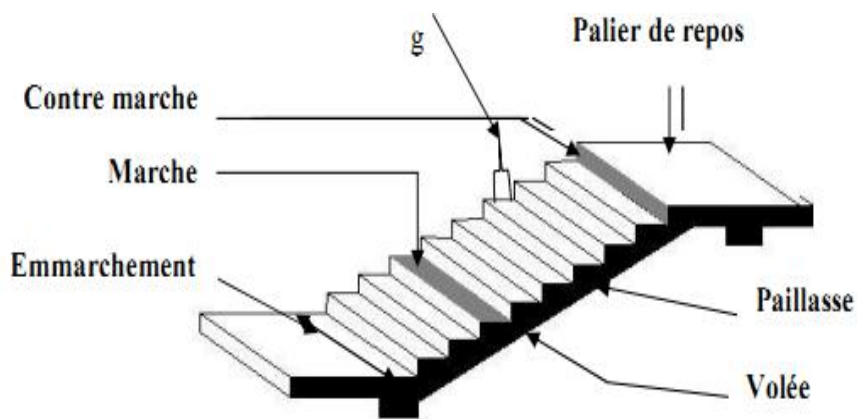


Fig III.19 : terminologie de l'escalier

✓ **Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc

Le nombre de marche est pris comme suit :  $m=n-1$

✓ **Contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche et parfois saille sur la contre marche.

$n$  : nombre de contre marche donné par  $n= H/h$

Avec  $H$  : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

✓ **Hauteur de contre marche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives. « h » le plus courant varie de 14 à 18 cm.

✓ **Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant de contre marches ;  $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$ .

✓ **La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

✓ **Le palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou chaque étage.

✓ **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un emmeuble collectif, l'emmarchement doit être :  $L \geq 120\text{cm}$ , pour l'escalier

✓ **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, a  $0.65\text{mde}$  collect, si  $E \geq 1\text{m}$ .

✓ **La paillasse** : est une dalle inclinées de béton armé incorporant les marches et contre marches.

### III.5.2 Pré-dimensionnement

#### A. Marches et Contres marches

L'escalier de l'étage courant comporte deux volées dont la répartition est la suivante :

➤ **La hauteur de contre marche** : on prend  $h=17\text{cm}$

➤ **Nombre de contre marche n**

$$H=153\text{cm}, h=17\text{cm} \text{ donc } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

❖ **Nombre de marche**

$$m = n-1 = 9-1 = 8$$

#### B. Loi de BLONDEL

C'est une relation empirique qui lie h et g qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace d'une façon confortable

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \Rightarrow \begin{cases} g \leq 65 - 2h \\ g \geq 59 - 2h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g \leq 65 - 2 \times 17 = 31 \\ g \geq 59 - 2 \times 17 = 25 \end{cases} \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

#### C. La paillasse

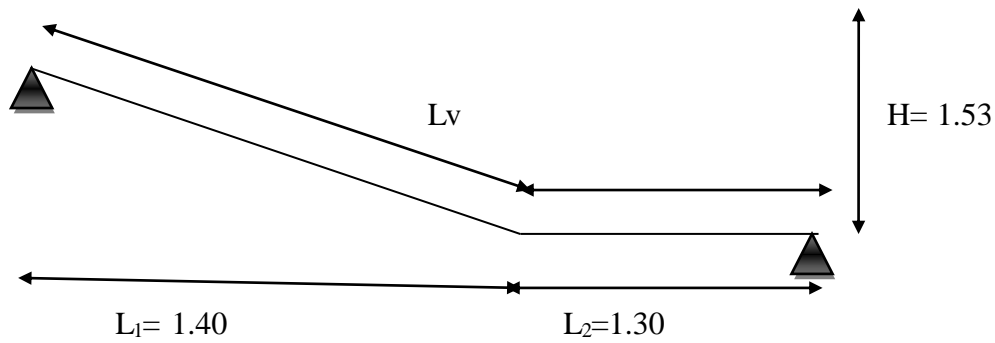
L'épaisseur de la paillasse et du palier «  $e_p$  » est donnée par la relation  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec : L : longueur réelle du palier et de paillasse  $L = L' + L_2$

**Calcul de L' :**

Soient :  $L_1$  : longueur de la paillasse projetée :  $L_1 = (n-1)g = (9-1)30 = 240\text{cm}$

$L_2$  : longueur ( profondeur) du palier :  $L_2 = L_0 - L_1 = 370 - 240 = 130\text{cm}$



FigIII.20 : schéma statique

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.843} = 284.63 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L = 284.63 + 130 = 414.63 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{414.63}{30} \leq ep \leq \frac{414.63}{20} \Rightarrow 13.82 \leq ep \leq 20.73$$

On opte pour  $e_p = 18 \text{ cm}$ .

### III.5.3 Détermination les charges et surcharges

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur le paillasse, le calcul se fait pour une bonde de 1m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

#### A. Les charges permanente

##### ➤ Paillasse

$$\text{Poids propre de paillasse : } 25 \times \frac{ep}{\cos(32.52)} \times 1 = 25 \times \frac{0.18}{0.843} \times 1 = 5.34 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du marches : } 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.13 \text{ KN/ml}$$

##### Poids du revêtement

( carrelage+mortier de pose+ couche du sable+ poids du garde du corps et enduit)

$$= (0.4+0.4+0.38+1.3) \times 1 = 2.48 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G_{total} = 9.95 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Palier**

**Poids propre de palier :**  $25 \times 0.18 \times 1 = 4.5 \text{ KN/ml}$

**Poids du revêtement**

(carrelage+mortier + lit du sable+enduit de platre)  $= (0.4+0.1+0.38+0.04) = 1.58 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{total}} = 6.08 \text{ KN/ml}$$

**B. Surcharges d'exploitation**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DRT D-C22 est :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

**C. Les combinaison des charges et surcharges**

➤ **Etat limite ultime ELU**

**Paillasse :**  $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 9.95 + 1.5 \times 2.5 = 17.18 \text{ KN/ml}$

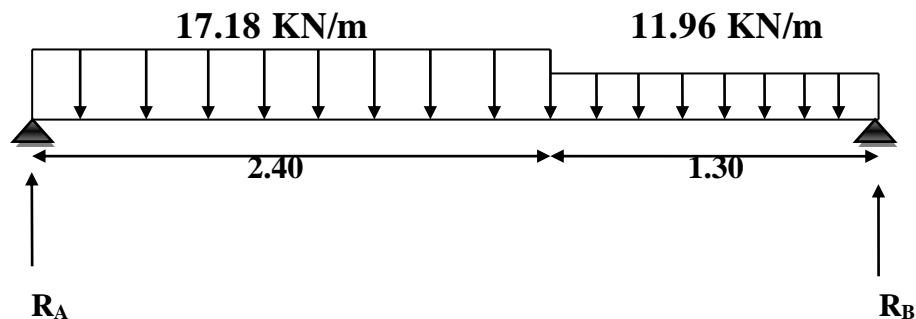
**Palier :**  $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.08 + 1.5 \times 2.5 = 11.96 \text{ KN/ml}$

➤ **Etat limite de service ELS**

**Paillasse :**  $q_s = G + Q = 9.95 + 2.5 = 12.45 \text{ KN/ml}$

**Palier :**  $q_s = G + Q = 6.08 + 2.5 = 8.58 \text{ KN/ml}$

**III.5.4 calcul des efforts interne à l'ELU**



**Figure III. 21** Schéma statique de calcul de paillasse

**A. Les réactions d'appuis**

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 17.18 \times 2.40 + 11.96 \times 1.30 = 56.78 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 3.7 - (17.18 \times 2.4) \times 1.2 + (11.96 \times 1.30) \times 3.05 = 0$$

$$R_B = 26.19 \text{ KN}$$

$$R_A = 30.59 \text{ KN}$$

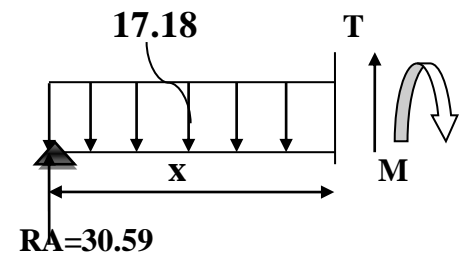
**B. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant****1<sup>er</sup> Tronçon  $0 \leq x \leq 2.40$** 

$$T(x) = -17.18x + 30.59$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow T(0) = 30.59 \text{ KN} \\ x=2.4 \Rightarrow T(2.4) = -10.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 17.18 \frac{x^2}{2} - 30.59x$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ x=2.4 \Rightarrow M(2.4) = 23.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

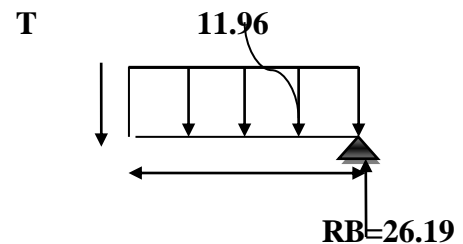
**2<sup>eme</sup> Tronçon  $0 \leq x \leq 1.30$** 

$$T(x) = 11.96x - 26.19$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow T(0) = -26.19 \text{ KN} \\ x=1.3 \Rightarrow T(1.3) = -10.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -11.96 \frac{x^2}{2} + 26.19x$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ x=1.3 \Rightarrow M(1.3) = 23.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul du moment maximal**

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.78$$

$$M(2.19) = 27.23 \text{ KN.m}$$

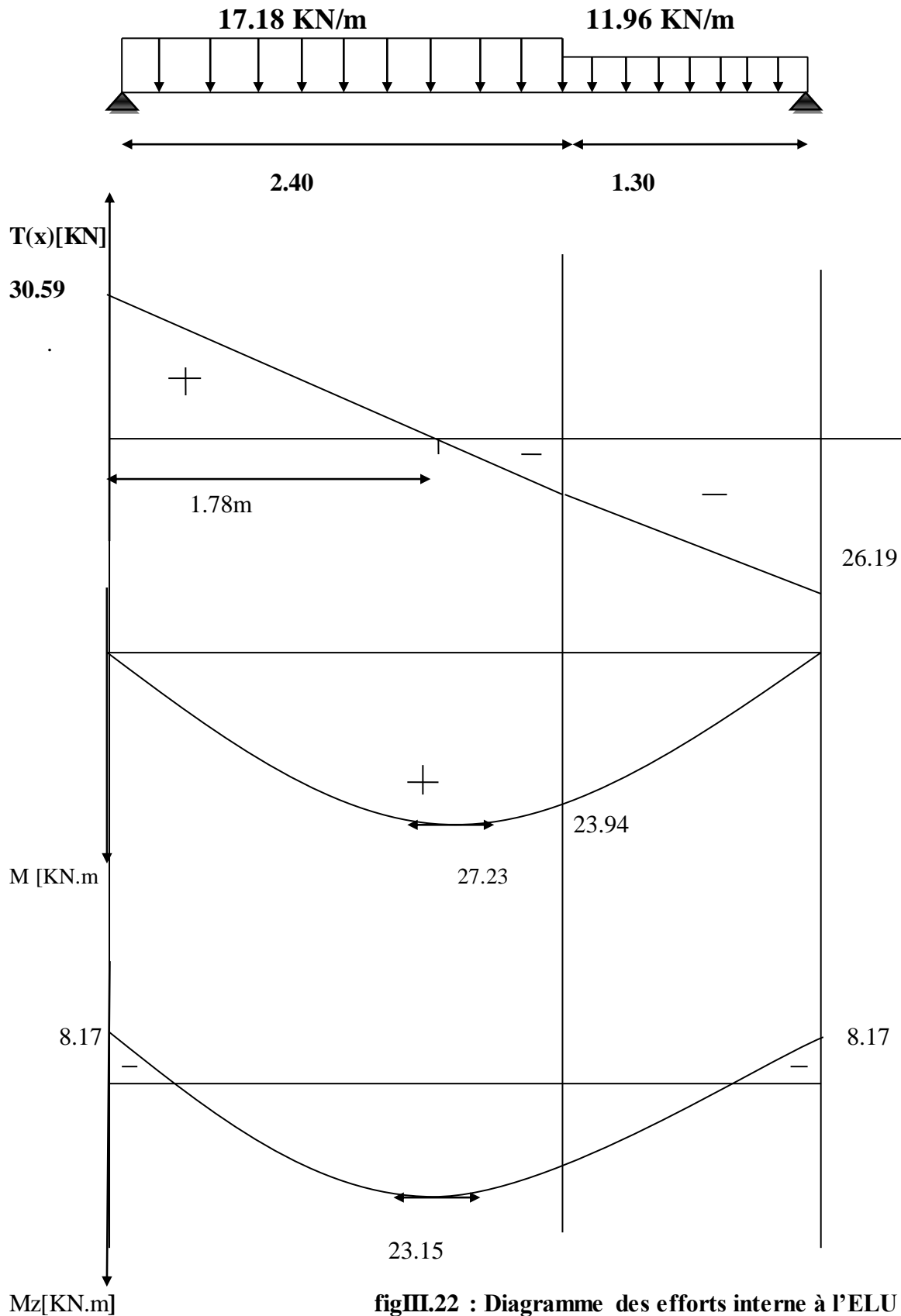
**Remarque**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = -0.3 M^{\max} = -0.3 \times 27.23 = -8.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 27.23 = 23.15 \text{ KN.m}$$

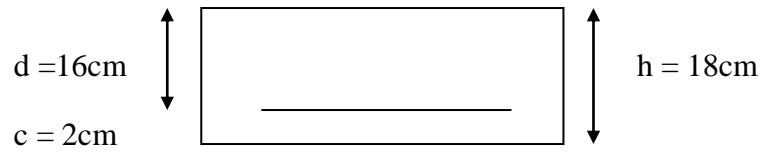
III.5.5 diagramme des efforts interne à l'ELU



figIII.22 : Diagramme des efforts interne à l'ELU

### III.5.6 Calcul des armatures

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur avec le moment maximal obtenu



#### A. Armature longitudinale

##### ➤ Armatures aux appuis

$$\mu = \frac{Mu_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.17 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{\text{app}} = \frac{Mu_a}{\beta d_{\text{ost}}} = \frac{8.17 \times 10^3}{0.988 \times 16 \times 348} = 1.40 \text{ cm}^2$$

soit  $A_{\text{app}} = 5\text{HA}10 = 3.92$  avec un espacement de **20 cm**

##### ➤ Armatures en travée

$$\mu = \frac{Mut}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.15 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.064$$

$$\mu = 0.064 < \mu = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_t = \frac{Mut}{\beta d_{\text{ost}}} = \frac{23.15 \times 10^3}{0.967 \times 16 \times 348} = 4.54 \text{ cm}^2$$

soit  $A_t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **20 cm**.

**B. Armature de répartition**➤ **Aux appuis**

$$A_r = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 5\text{HA}8 = 2.51\text{cm}^2$  avec un espacement de **20 cm**.

➤ **En travée**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 5\text{HA}8 = 2.51\text{cm}^2$  avec un espacement de **20 cm**.

**III.5.7 Vérification à l'ELU****A. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié99)**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 16 \frac{2.1}{400} = 1.93\text{cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 5.65\text{cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2$

**Aux appuis :**  $A_t = 3.92\text{cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2$

**B. Espacement des barres (Art A.8.2.42/ BAEL91)**➤ **Armatures principales**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{En travée } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min(4h, 33\text{cm}) = 33 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armature de répartition**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{En travée } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**C) Entrainement des barres : (Art A.6.1,3/BAEL91)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$V_{u\max} = 30.59 \text{ KN (Effort tranchant max)}$$

$\Sigma U_i$ : désignat la somme des prémètres utiles des barres ou des paquets.

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.59 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.4} = 1.13$$

$$\tau_{se} = 1.13 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.14 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### D) Effort tranchant (Art A.5.1,1/BAEL91 modifié 99)

$$T_{u\max} = 30.59 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{30.59 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.19 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPA} \right\} \quad (\text{Art A.} \frac{5.1,211}{\text{BAEL91}} \text{ modifié 99})$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 3.26 \text{ MPA}$$

$$\tau_U = 0.19 \text{ MPA} < \tau_u = 3.26 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifié}$$

#### E) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

➤ Influence sur le béton (Art A.5.1,313/BAEL91 modifié 99)

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma b} ; \text{ avec : } a = 0.9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.16 \times 1}{1.5} = 960 \text{ KN}$$

$$V_{u\max} = 30.59 \text{ KN} < \bar{V}_u = 960 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### F) Ancrage des armatures aux appuis

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\text{avec } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend :  $L_s = 45 \text{ cm}$

La longueur hors crochet  $L_c$  est au moins égal à  $0.4L_s$

$$L_c = L_s \times 0.4 = 45 \times 0.4 = 18 \text{ cm}$$

On prend  $L_c = 20 \text{ cm}$

### III.3.8 Calcul à L'ELS

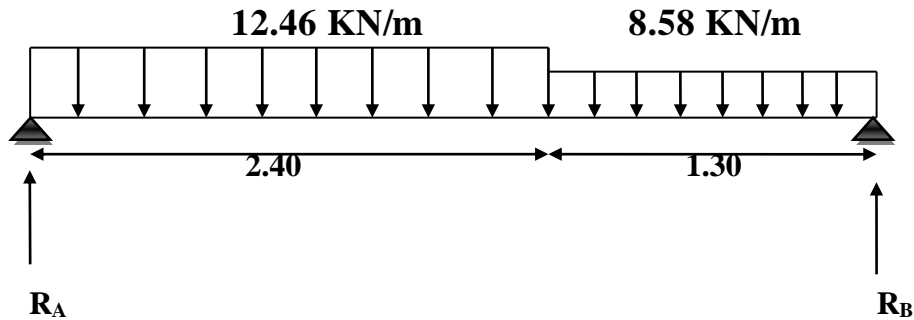


Figure III.23 Schema statique de calcul à l'ELS

#### A. Les réactions d'appuis

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 12.45 \times 2.40 + 8.58 \times 1.30 = 41.03 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 3.7 - (12.45 \times 2.4) \times 1.2 + (8.58 \times 1.30) \times 3.05 = 0$$

$$R_B = 18.89 \text{ KN}$$

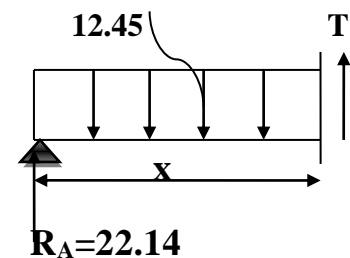
$$R_A = 22.14 \text{ KN}$$

#### B. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

##### 1<sup>er</sup> Tronçon $0 \leq x \leq 2.40$

$$T(x) = -12.45x + 22.14$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow T(0) = 22.14 \text{ KN} \\ x=2.4 \Rightarrow T(2.4) = -7.74 \text{ KN} \end{array} \right.$$



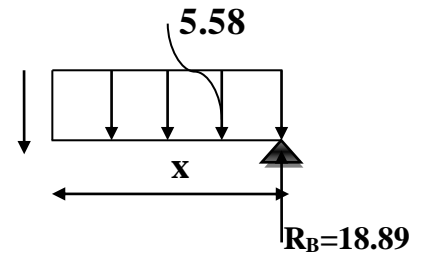
$$M(x) = 12.45 \frac{x^2}{2} - 22.14x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ x=2.4 \Rightarrow M(2.4) = 17.3 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**2<sup>eme</sup> Tronçon**  $0 \leq x \leq 1.30$ 

$$T(x) = 5.58x - 18.89$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow T(0) = -18.51 \text{ KN} \\ x=1.3 \Rightarrow T(1.3) = -7.74 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M(x) = -5.58x^2/2 + 18.89x$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ x=1.3 \Rightarrow M(1.3) = 17.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul du moment maximal**

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.78$$

$$M(1.78) = 19.69 \text{ KN.m}$$

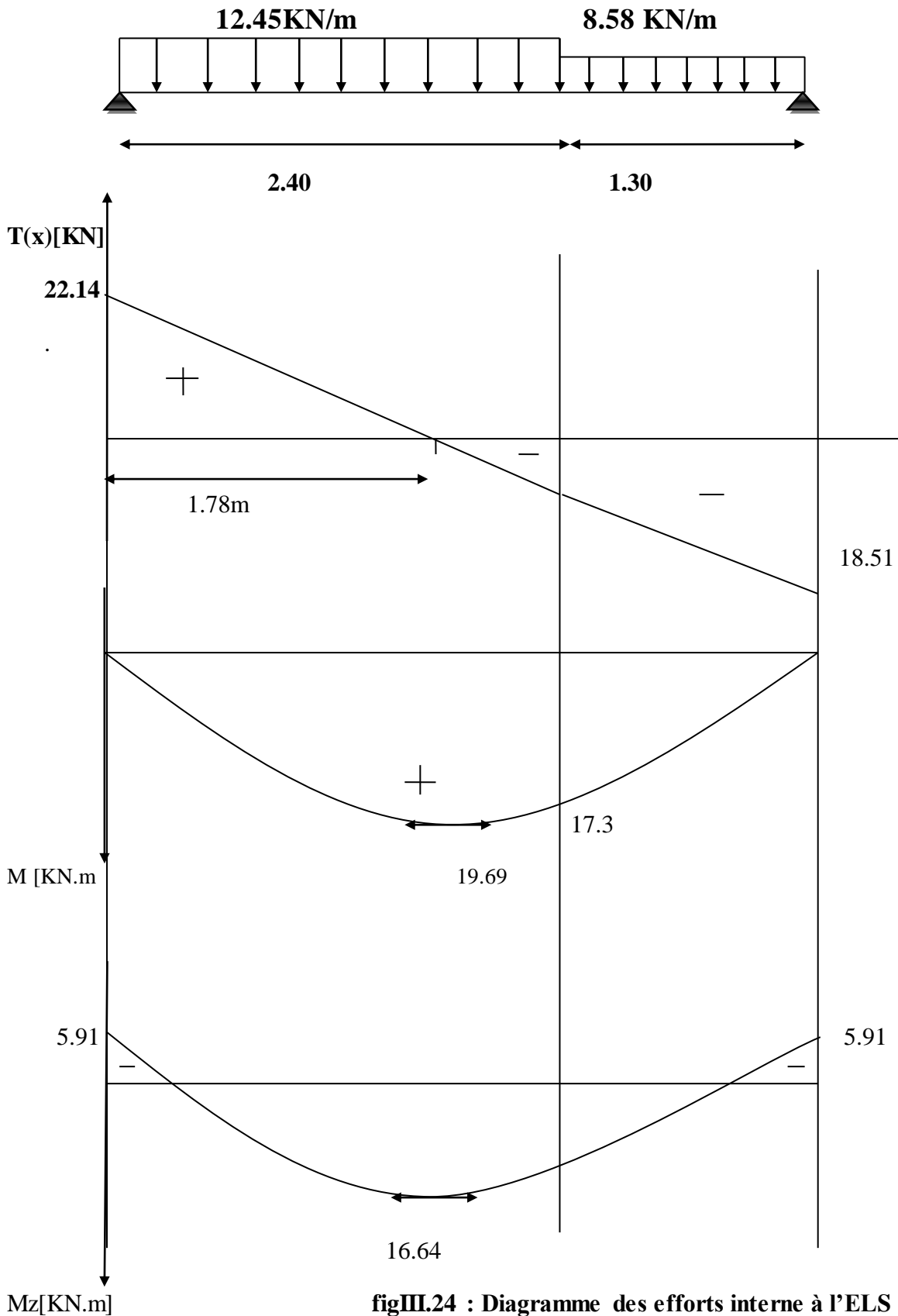
**Remarque**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = -0.3 M^{\max} = -0.3 \times 19.69 = -5.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 19.69 = 16.74 \text{ KN.m}$$

**III.5.9 diagramme des efforts interne à l'ELS**



**figIII.24 : Diagramme des efforts interne à l'ELS**

### III.5.10 Vérification à l'ELS

#### A. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

➤ **En travée** :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho = 0.353 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.907 \\ K = 38.76 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{A_s \times \beta \times d} = \frac{17.67 \times 10^3}{5.65 \times 0.907 \times 16} = 215.26 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{215.26}{38.76} = 5.55 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 5.55 \text{ MPA} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

➤ **Aux appuis** :  $A_a = 3.92 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0.245$$

$$\rho = 0.245 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.921 \\ K = 48.29 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{A_s \times \beta \times d} = \frac{6.24 \times 10^3}{3.92 \times 0.921 \times 16} = 108.02 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{108.02}{48.29} = 2.24 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2.24 \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

#### B. Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{3.70} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{3.70} = 0.049 < \frac{17.67}{10 \times 19.69} = 0.089 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \times \frac{Mt}{M_0} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on procède au calcul de la flèche.

➤ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$E_v$ : Module de déformation diffère.

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPA}$$

$$q_s = \max\{12.45 \text{ KN/ml} ; 8.58 \text{ KN/ml}\} = 12.45 \text{ KN/ml}$$

$$I = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx}: \text{Moment statique}; \quad S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$B_0: \text{aire de la section homogénéisée}; \quad B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b \times h + 15 \times A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 5.65} = 9.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 8.69 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2$$

$$I = 44979.90 \text{ cm}^4$$

La flèche

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_v \times I_{fv}} = 0.0062$$

$$f = 0.0062 < f = \frac{380}{500} = 0.75 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.6 La poutre palière

La poutre palière est encadrée à ses deux extrémités dans les deux poteaux. Elle est de section rectangulaire, et de portée **2.8cm**.

#### III.6.1 Pré dimensionnement

##### A. Hauteur

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec : **L<sub>max</sub>** : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis  $L_{max}=2.8\text{cm}$

$$\frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18.66 \leq h_t \leq 28$$

Selon le RPA 99/version 2003 :  $h_t \geq 30 \text{ cm}$

Donc on opte pour  **$h_t = 30\text{cm}$**

##### B. La largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Selon le RPA99 version 2003 :  $b \geq 20 \text{ cm}$

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

Donc la poutre palière aura pour dimension :  **$(b,h) = (25,30) \text{ cm}^2$**

#### III.6.2 Détermination des charges et surcharges

Poids propre de la poutre  $G = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.88 \text{ KN/ml}$

Chargement dû au poids propre du mur extérieur  $G_{mur} = 2.36 \text{ KN/m}$

Réaction du palier à l'ELU :  $26.19 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELS :  $18.89 \text{ KN/ml}$

$$G_{tot} = 4.24 \text{ KN/ml}$$

##### a) Combinaison de charge

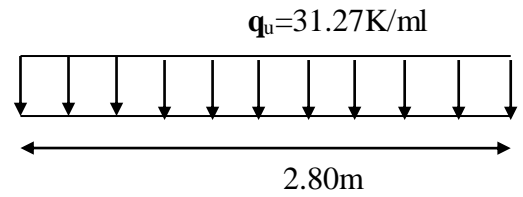
ELU :  $q_u = 1.35G + T_u = 1.35 \times 1.875 + 26.19 = 31.91 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = G + T_s = 1.875 + 18.89 = 23.13 \text{ KN/ml}$

**III.6.3 Calcul des efforts internes à l'ELU**

➤ **Moment isostatique**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{31.91 \times 2.80^2}{8} = 31.27 \text{KN.m}$$



➤ **Effort tranchant**

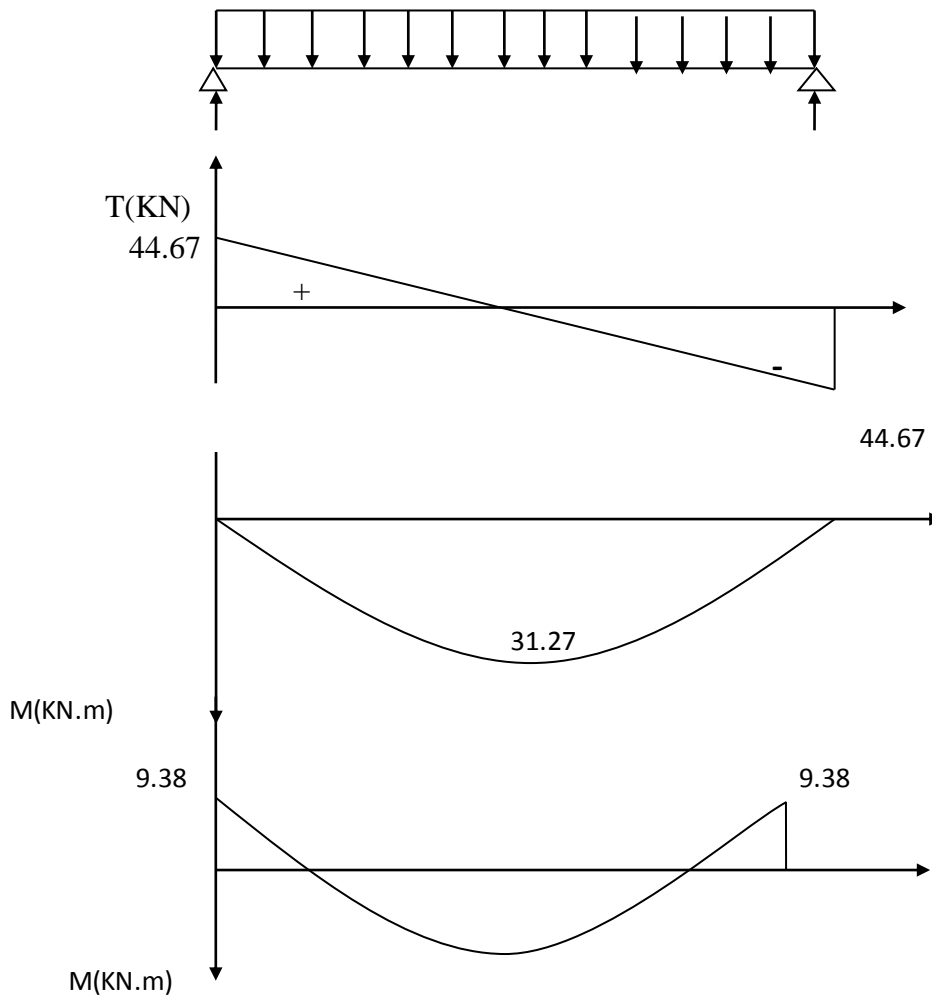
$$T_u = T_u^{\max} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{31.91 \times 2.80}{2} = 44.67 \text{KN/ML}$$

En tenant compte des encastremements partiels, les moments corrigés sont:

**Aux appuis :**  $M_{ua} = -0.3M_u^{\max} = -9.38 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_{ut} = 0.85M_u^{\max} = 26.58 \text{KN.m}$

**III.6.4 Les diagrammes des efforts internes**



**FigIII.25 : Diagramme des efforts internes à l'ELU**

### III.6.5 ferrailage à l'ELU

➤ **Armatures en travée**  $M_t = 26.58 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.58 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.095$$

$$\mu = 0.095 < \mu = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.095 \Rightarrow \beta = 0.95$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta d_{ost}} = \frac{26.58 \times 10^3}{0.95 \times 28 \times 348} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures aux appuis**  $M_a = 9.38 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{u_a}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.38 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu = 0.042 < \mu = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.042 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{app} = \frac{M_{u_a}}{\beta d_{ost}} = \frac{9.38 \times 10^3}{0.978 \times 28 \times 348} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{app} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

### III.6.6 vérification à l'ELU

a) **Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)**

$$A_{ad} \geq A_{min} = 0.23 b x d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 27 \frac{2.1}{400} = 0.9 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.9 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

**Aux appuis :**  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.9 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

b) **Armature transversales ( Art A.7.2,2 BAEL91 modifié 99)**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \emptyset_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend  $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

$$A_{rt} = \frac{\pi \phi^2}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>.

c) **Entraînement des barres : (Art A.6.1,3/BAEL91)**

Pour qu'il n'y est pas entainment de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.012 < \bar{\tau}_{se} = 3.14 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) **Influence de l'effort tranchant au voisinages des appuis (BAEL91/A.5.1.3.2)**

**Influence sur les armatures inférieures:**

$$A_{adm}^a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left( v_u + \frac{Ma}{0.9d} \right)$$

$$A_{adm}^a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{Ma}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 44.76 + \frac{-8.44}{0.9 \times 0.28} \right) = 0.032 \text{ cm}^2$$

e) **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 /BAEL91)**

$$\sigma_{bc} = \frac{2Vu}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2Vu}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 44.76}{25 \times 0.9 \times 28} = 0.14 \text{ MPA}$$

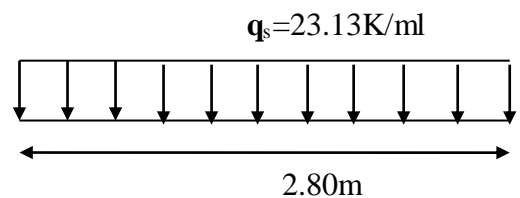
$$\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2Vu}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.6.7 Calcul des efforts internes à l'ELS

➤ **Moment isostatique**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{23.13 \times 2.80^2}{8} = 22.67 \text{ KN.m}$$



➤ **Effort tranchant**

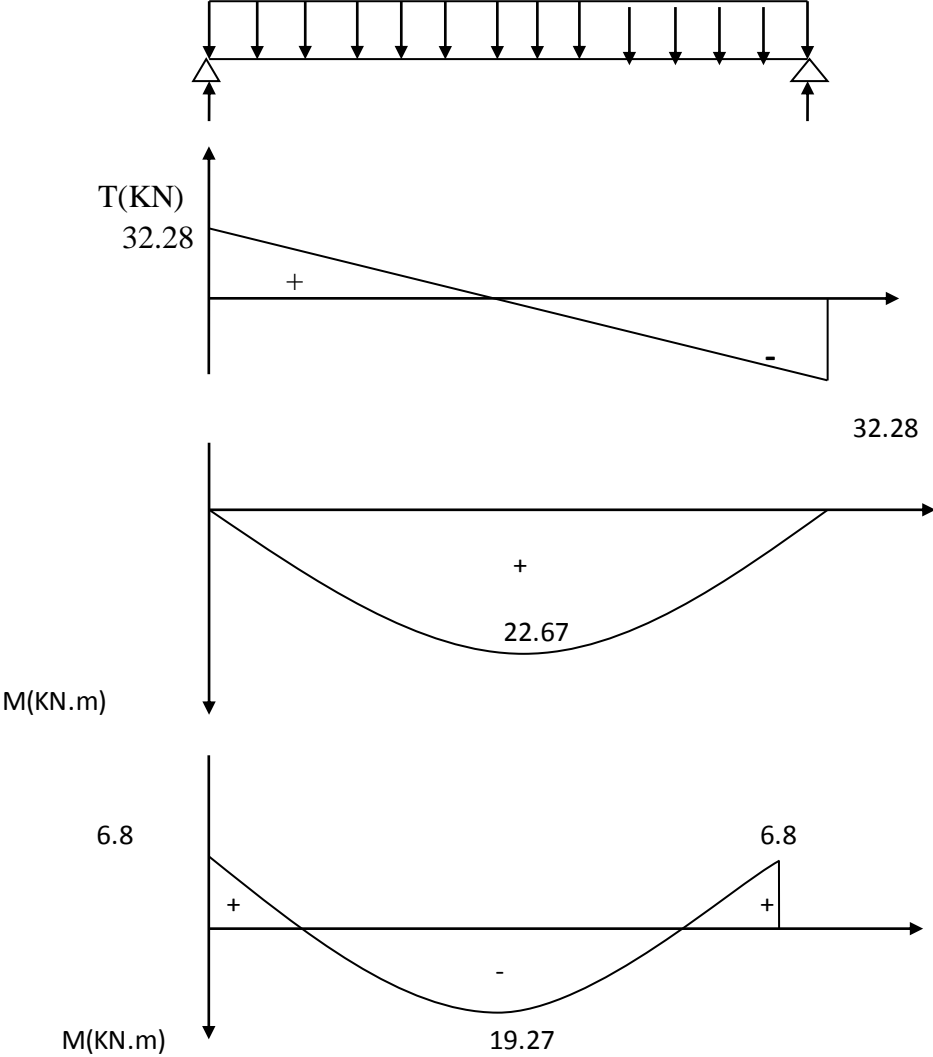
$$T_s = T_s^{\max} = \frac{qs \times l}{2} = \frac{23.13 \times 2.80}{2} = 32.28 \text{ KN/ML}$$

En tenant compte des encastremets partiels, les moments corrigés sont:

**Aux appuis :**  $M_a = -0.3M_s^{\max} = -6.80 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0.85M_s^{\max} = 19.27 \text{ KN.m}$

**III.6.8 Les diagrammes des efforts internes**



**FigIII. 26: Diagramme des efforts internes à l'ELS**

### III.6.9 vérification à l'ELS

#### 1) Etat limite d'ouverture des fissures

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispose donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

#### 2) Etat limite de compression de béton

En travée :

##### • Containte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{25 \times 28} = 0.646$$

$$\rho = 0.646 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.882 \\ k = 27.37 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta \times d} = \frac{19.27 \times 10^3}{4.52 \times 0.882 \times 28} = 172.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 172.62 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### • Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{172.62}{27.37} = 6.31 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 6.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Aux appuis :

##### • Containte dans l'acier :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\rho = 0.484 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.895 \\ k = 32.62 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \times \beta \times d} = \frac{6.8 \times 10^3}{3.39 \times 0.895 \times 28} = 80.04 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 80.04 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### • Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{80.04}{32.62} = 2.45 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2.45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

### 3) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424/BAEL91)

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{As}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{b_0.d} = \frac{3.39}{25 \times 30} = 0.0045 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.01 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.11 \geq \frac{Mt}{10.M_0} = \frac{19.27}{10 \times 22.67} = 0.085 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois condition sont vérifiées , on se dispense du calcul de la flèche.



**CHAPITRE IV**

**MODELISATION**  
**ET**  
**VERIFICATION**  
**DES CONDITIONS**  
**DU RPA**

## IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène sismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donné que notre structure est implantée à Tizi-Ouzou, (zone (II.a) selon le classement du RPA 99 /2003), l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire. A cause des nombreuses pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

Ce chapitre consiste à analyser et vérifier les exigences du RPA à l'aide du logiciel **ETABS**, qui sont :

- 1- Justification du système de contreventement.
- 2- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 3- L'effort tranchant à la base.
- 4- Les déplacements.
- 5- Justification vis-à-vis de l'effet P-delta.
- 6- L'effort normal réduit.
- 7- L'excentricité.
- 8- La période.

## IV.2. Description du logiciel ETABS

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

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI.etc). De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

### IV.3.choix de la méthode de calcul

Selon le RPA le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

#### IV.3.1.méthode statique équivalente

##### Principe :

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme par un système des forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

#### IV.3.2.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode statique par accélérogrammes peut être utilisée eu cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

#### IV.3.3.méthode d'analyse modale spectrale :

##### Principe :

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

Pour notre cas le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA version 2003 (article 4.1.3)

### IV.4. Etapes de la modalisation

Les étapes de la modalisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle
- 2- Définition des propriétés mécaniques des matériaux à utilisées
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments
- 4- Définition des charges statiques (G et Q)
- 5- L'introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA 99/ version 2003 qui dépend de :
  - a) Coefficient d'accélération de zone A
 

Zone sismique II.a	}	A = 0.15
Groupe d'usage 2		

- b) Coefficient de comportement  $R=4$
- c) Coefficient d'amortissement  $\zeta=8.5\%$
- d) SITE : 3 (meuble)
- e) Le facteur de qualité

Interface de Calcul de Sa/g selon le RPA 99 V2003 par Mr CHEKIRED . Abdennour

**Coefficients Dynamiques :**

Coefficient d'accélération de zone A	A	0.15
Coef de comportement de la structure R	R	4
Facteur de qualité Q	Q	1.1
Coefficient d'amortissement (%)	$\xi$	8.5
Catégorie du Site (1/2/3/4)		3
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1

Nom du Fichier Résultats

OK

T	Sa/g
0	0.1875
0.1	0.1326
0.2	0.1052
0.3	0.1052
0.4	0.1052
0.5	0.1052
0.6	0.0932
0.7	0.0841
0.8	0.0769
0.9	0.0711
1	0.0663
1.1	0.0622
1.2	0.0587
1.3	0.0556
1.4	0.0529
1.5	0.0505
1.6	0.0484
1.7	0.0465

- 6- Définition de la charge sismique E
- 7- Chargement des éléments
- 8- Introduction des combinaisons d'action

Combinaison aux états limites :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Combinaison accidentelle du RPA

$$\text{GQE} : G + Q \mp E$$

$$\text{GE} : 0.8G \mp E$$

- 9- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

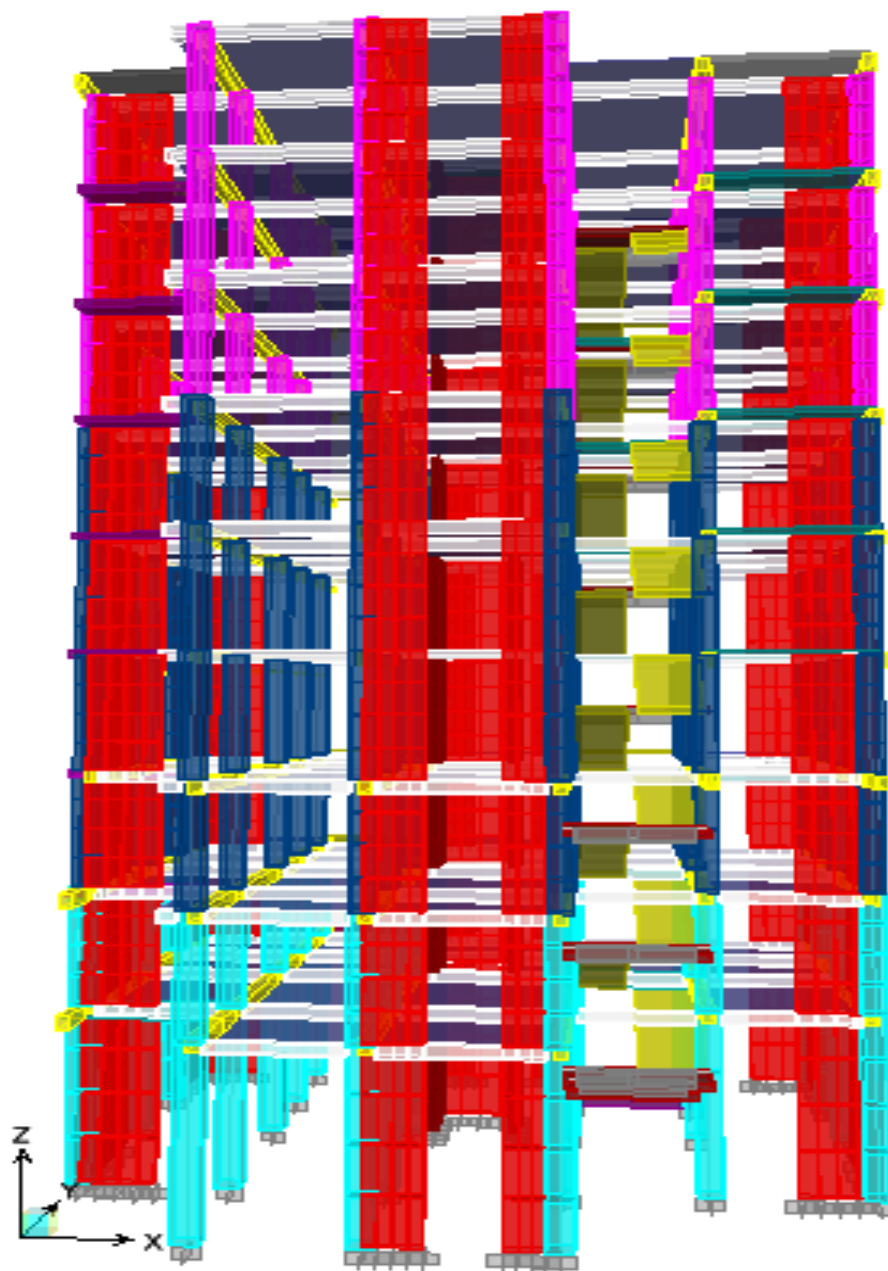


Figure IV.1 : Vue de la structure de bâtiment en 3D

## IV.5. vérification vis-à-vis des exigences du RPA

### IV.5.1.justification du système de contreventement

L'objectif de cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- Choisir d'abord la combinaison en cliquant sur :

**Display ⇒ show Deformed shape ⇒ Load: Ex spectra**

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

**Draw ⇒ Draw Section Cut**

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indique l'image suivante :

Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	384.3223	42.4726	243.4133	384.3223	42.4726	243.4133
Moment	10.5777	2084.4466	373.1773	10.7713	2084.8153	373.1769

- Pour avoir l'effort repris par le portique on décoche toutes les cases sauf **Columns** puis on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la **(Force-1)**
- Pour avoir l'effort reprise par les voiles on décoche toutes les cases sauf **Walls** puis on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la **(Force-1)**

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	-5.0745	3.35	4.121
End Point	20.0792	3.35	3.7489

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.5023	3.35	3.9349	0.

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	312.5925	0.3552	85.0206	312.5925	0.3552	85.0206
Moment	0.3743	2751.4866	15.8201	0.3447	2752.0488	15.8197

Close Refresh

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	-5.0745	3.35	4.121
End Point	20.0792	3.35	3.7489

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.5023	3.35	3.9349	0.

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	71.7592	42.4538	162.7719	71.7592	42.4538	162.7719
Moment	10.71	2744.0998	357.4263	10.9049	2740.3414	357.4263

Close Refresh

De même pour les verticales il suffit de changer la combinaison Ex par la combinaison ELU et relever les valeurs sur la case (**Force-Z**)

➤ **Récapitulatif des résultats**

Unités	Forces reprises par les voiles et les poteaux		Forces reprises par les voiles uniquement		Forces reprises par les poteaux uniquement	
	(Ton)	%	(Ton)	%	(Ton)	%
Charges horizontales	384.322	100	312.592	81.33	71.759	16.93
Charges verticales	7999.14	100	1354.62	18.67	6644.45	83.06

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus on remarque que le pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles est supérieur à 75%, et le pourcentage des efforts verticaux est inférieur à 20%

D’après l’article 3.4 du RPA99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure **R=4** (structure mixte avec interaction)

**IV.5.2.verification de la période empirique T**

**a- Estimation de la période fondamentale de la structure**

(Art 4.2.4/RPA99.v2003)

- ✓ La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- ✓ La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau N.  
 $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On doit vérifier que :  $T_{mse} \geq T_{Etabs}$

➤ **Calcul de la période empirique T : (RPA99/Art4.2.4)**

$$T = C_T (h_N)^{3/4} = 0.05 \times 29.07^{3/4} = 0.625s$$

➤ **Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{maj} = T + 30\%T = 0.812s$$

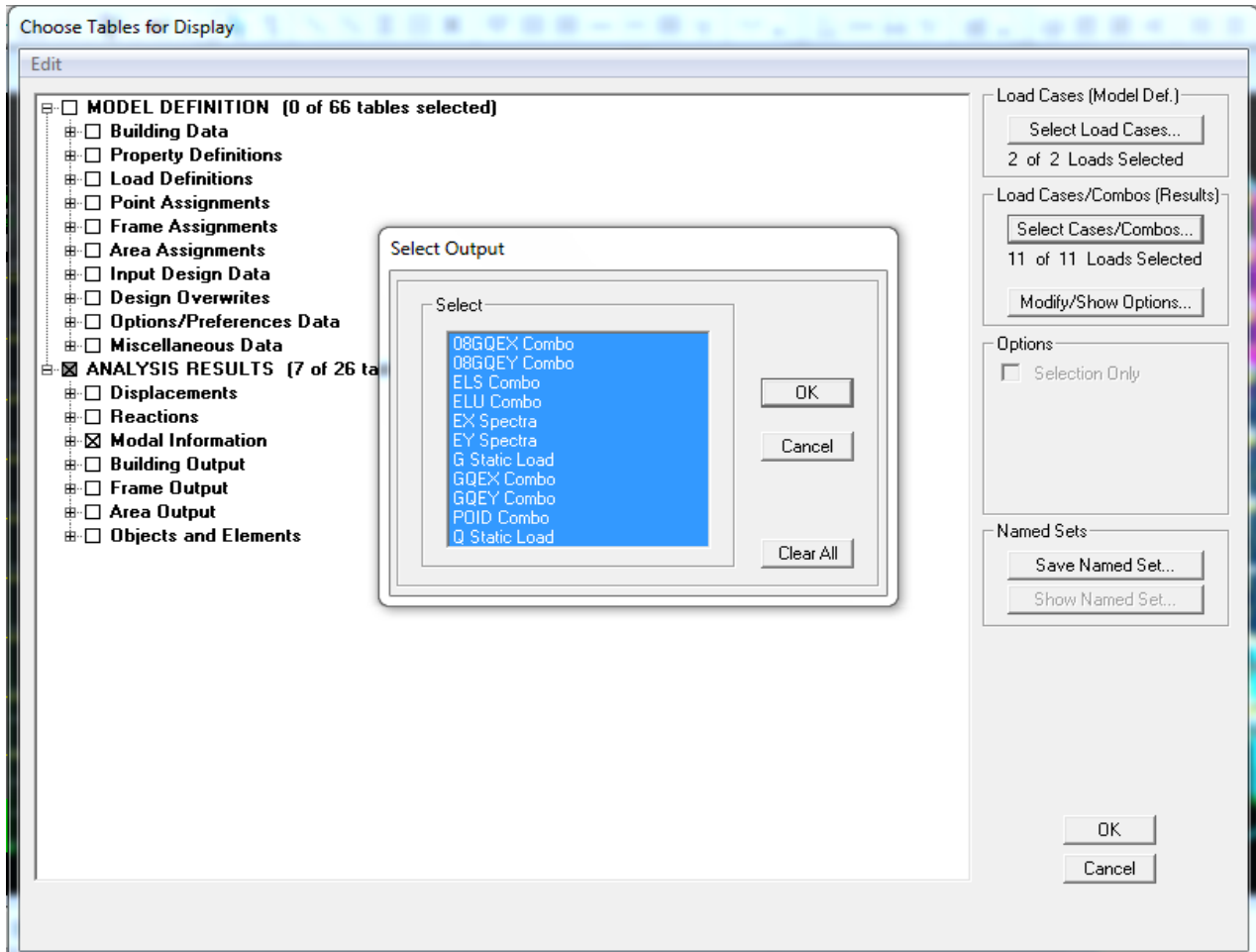
### b- Détermination de la période donnée par ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur l'ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

*Display* → *show tables*

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS** → *modal information* → *building modal information*



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combes...** ⇒ **OK**

les résultats s'afficheront comme suite :

Mode	Period	UX	UY	UZ
1	0.778897	75.9507	0.5315	0.0000
2	0.660328	0.6635	71.5501	0.0000
3	0.516015	0.0938	0.3120	0.0000
4	0.224990	13.9943	0.0055	0.0000
5	0.169417	0.0009	17.4282	0.0000
6	0.129956	0.0002	0.0199	0.0000
7	0.107987	5.1900	0.0009	0.0000
8	0.075320	0.0007	6.0723	0.0000
9	0.064838	2.3680	0.0002	0.0000
10	0.057209	0.0093	0.0013	0.0000
11	0.044673	0.0000	2.5253	0.0000
12	0.044037	1.0384	0.0001	0.0000

On relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

modes	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12
périodes	0.778	0.66	0.516	0.224	0.169	0.129	0.107	0.075	0.064	0.057	0.044	0.044

❖ **Comparaison des résultats**

On a :

- La période calculée  $T = 0.625$  s
- La période majorée  $T_{maj} = 0.812$  s
- Les périodes données par ETABS sont :  $\begin{cases} \text{mode 1} \Rightarrow T = 0.778 \text{ s} \\ \text{mode 2} \Rightarrow T = 0.66 \text{ s} \end{cases}$

On remarque que :  $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

**Conclusion** : la période est vérifiée.

### IV.5.3.vérification du pourcentage de participation de la masse modale

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

	Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
▶	1	0.778897	75.9507	0.5315	0.0000
	2	0.660328	76.6143	72.0816	0.0000
	3	0.516015	76.7080	72.3935	0.0000
	4	0.224990	90.7024	72.3990	0.0000
	5	0.169417	90.7032	89.8273	0.0000
	6	0.129956	90.7035	89.8472	0.0000
	7	0.107987	95.8934	89.8480	0.0000
	8	0.075320	95.8942	95.9204	0.0000
	9	0.064838	98.2622	95.9206	0.0000
	10	0.057209	98.2715	95.9219	0.0000
	11	0.044673	98.2715	98.4472	0.0000
	12	0.044037	99.3099	98.4473	0.0000

La somme des masses modales dans le 12<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée

### IV.5.4.vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale  $\pm 0.05 L$  (L la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

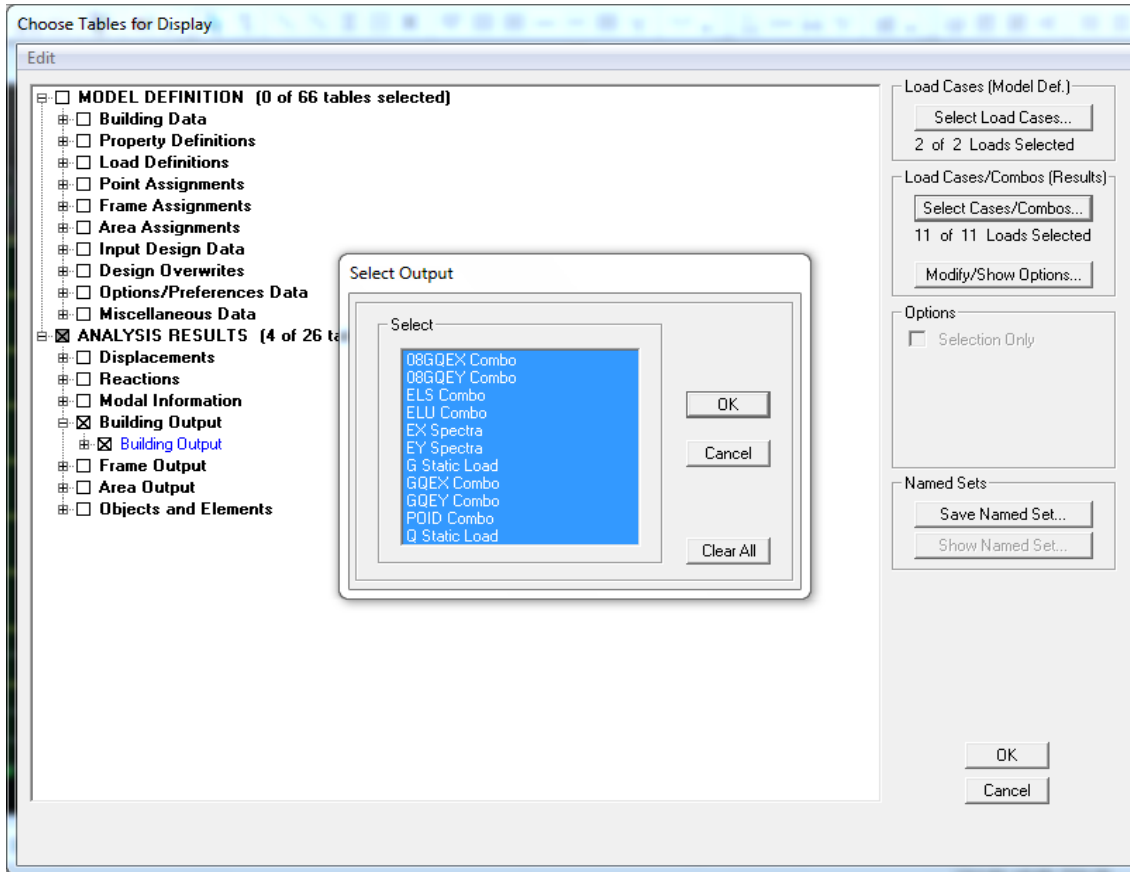
Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de la torsion par rapport au centre de masse et le comparer à la valeur de 5% de longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela on procède de la manière suivante :

**Display**  $\Rightarrow$  **Show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSE RESULTS**  $\Rightarrow$  **building output**



Puis en définit toutes les combinaisons en cliquant sur

*Select cases/combos.... ⇒ 2 fois sur OK*

Les résultats s'afficheront comme suite :

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
▶	SS	D1	7.623	7.572	7.894	8.029
	RDC	D2	7.499	7.643	7.950	7.990
	ET1	D3	7.791	7.729	7.988	7.883
	ET2	D4	7.783	7.739	8.014	7.760
	ET3	D5	7.783	7.739	8.032	7.652
	ET4	D6	7.786	7.741	8.042	7.563
	ET5	D7	7.789	7.745	8.046	7.491
	ET6	D8	7.713	7.824	8.045	7.439
	TERRASSE	D9	7.677	7.807	8.031	7.422

Navigation icons: [Previous] [Next] [First] [Last] [OK]

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcul leur écartement tel qu'il montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	Ey= 5%Lx	Ex= 5%Ly	ex≤Ex	ey≤Ey
SS	D1	7.623	7.572	7.894	8.029	-0.271	-0.457	0.74	0.805	Cv	cv
RDC	D2	7.499	7.643	7.95	7.99	-0.451	-0.347	0.74	0.805	Cv	cv
ET1	D3	7.791	7.729	7.988	7.883	-0.197	-0.154	0.74	0.805	Cv	cv
ET2	D4	7.783	7.739	8.014	7.76	-0.231	-0.021	0.74	0.805	Cv	cv
ET3	D5	7.783	7.739	8.032	7.652	-0.249	0.087	0.74	0.805	Cv	cv
ET4	D6	7.786	7.741	8.042	7.563	-0.256	0.178	0.74	0.805	Cv	cv
ET5	D7	7.789	7.745	8.046	7.491	-0.257	0.254	0.74	0.805	Cv	cv
ET6	D8	7.713	7.824	8.045	7.439	-0.332	0.385	0.74	0.805	Cv	cv
TERRASSE	D9	7.677	7.807	8.031	7.422	-0.354	0.385	0.74	0.805	Cv	cv

Avec :

$$ex = XCM - XCR$$

$$ey = YCM - YCR$$

#### IV.5.5.vérifivation des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux qui lui sont adjacents, et tel que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'in ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. Le déplacement horizontal à chaque niveau K «  $\delta_k$  » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{RPA99/4-19})$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismique  $F_i$  ( y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement.

- **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables**

une fenêtre s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS** → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison EX en cliquant sur :

**Select cases/combos...** → 2 fois sur **OK** et les résultats s'afficheront comme suit

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	TERRASSE	D9	EX	0.0177	0.0016	0.0000
	ET6	D8	EX	0.0162	0.0014	0.0000
	ET5	D7	EX	0.0144	0.0012	0.0000
	ET4	D6	EX	0.0125	0.0010	0.0000
	ET3	D5	EX	0.0103	0.0008	0.0000
	ET2	D4	EX	0.0081	0.0006	0.0000
	ET1	D3	EX	0.0057	0.0004	0.0000
	RDC	D2	EX	0.0035	0.0002	0.0000
	SS	D1	EX	0.0016	0.0001	0.0000

- Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

*Select cases/combes... ⇒ 2 fois sur Ok*

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	TERRASSE	D9	EY	0.0013	0.0137	0.0000
	ET6	D8	EY	0.0012	0.0121	0.0000
	ET5	D7	EY	0.0011	0.0104	0.0000
	ET4	D6	EY	0.0009	0.0087	0.0000
	ET3	D5	EY	0.0008	0.0069	0.0000
	ET2	D4	EY	0.0006	0.0052	0.0000
	ET1	D3	EY	0.0004	0.0036	0.0000
	RDC	D2	EY	0.0003	0.0021	0.0000
	SS	D1	EY	0.0001	0.0009	0.0000

- **Tableau ricapilatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

Story	Diaphragm	$\delta_{kx}$	$\delta_{ky}$	$\delta_x$	$\delta_y$	$\Delta K_x$	$\Delta K_y$	1%He	condition
TERRASSE	D9	0.0177	0.0137	0.0885	0.0685	0.006	0.006	0.0306	cv
ET6	D8	0.0162	0.0121	0.081	0.0605	0.0075	0.008	0.0306	cv
ET5	D7	0.0144	0.0104	0.072	0.052	0.009	0.0085	0.0306	cv
ET4	D6	0.0125	0.0087	0.0625	0.0435	0.0095	0.0085	0.0306	cv
ET3	D5	0.0103	0.0069	0.0515	0.0345	0.011	0.009	0.0306	cv
ET2	D4	0.0081	0.0052	0.0405	0.026	0.011	0.0085	0.0306	cv
ET1	D3	0.0057	0.0036	0.0285	0.018	0.012	0.008	0.0306	cv
RDC	D2	0.0035	0.0021	0.0175	0.0105	0.011	0.0075	0.0306	cv
SS	D1	0.0016	0.0009	0.008	0.0045	0.01	0.006	0.0459	cv

$\delta_x$  : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\delta_y$  : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta k_x = \delta_x - \delta_{x,i-1}$  : déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « k » par rapport au niveau « K-1 » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta k_y = \delta_y - \delta_{y,i-1}$  : déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « k » par rapport au niveau « K-1 » (**formule 4.20 RPA99**)

$H_e$  : hauteur de l'étage considéré

### Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

### IV.5.6.vérification du déplacement maximal de la structure

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible  $f_{adm}$  :

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{29.07}{500} = 0.058$$

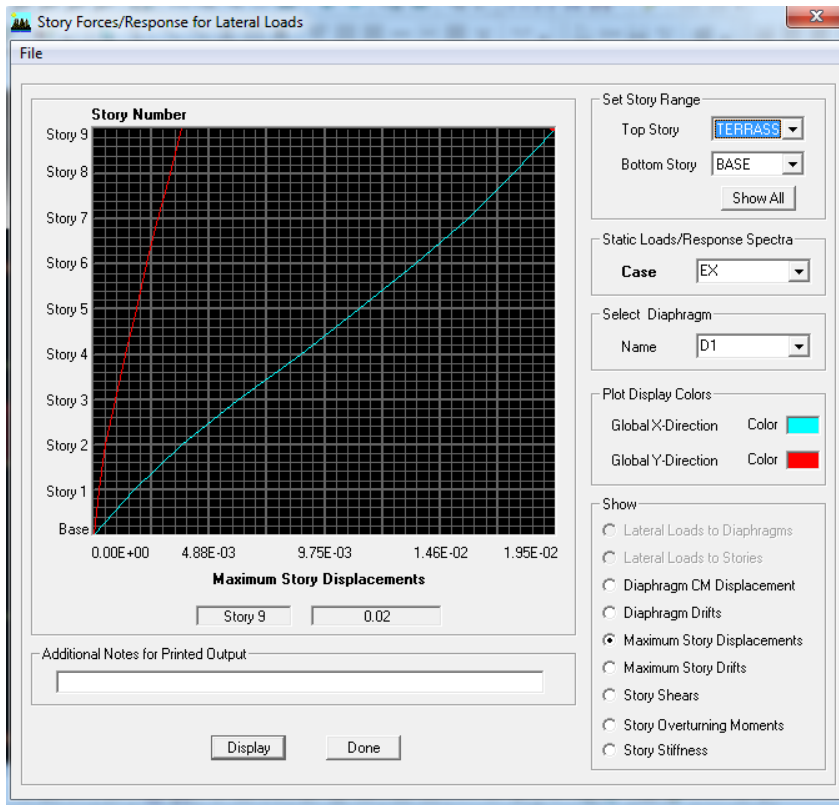
#### ➤ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

- **Dans le sens longitudinal**

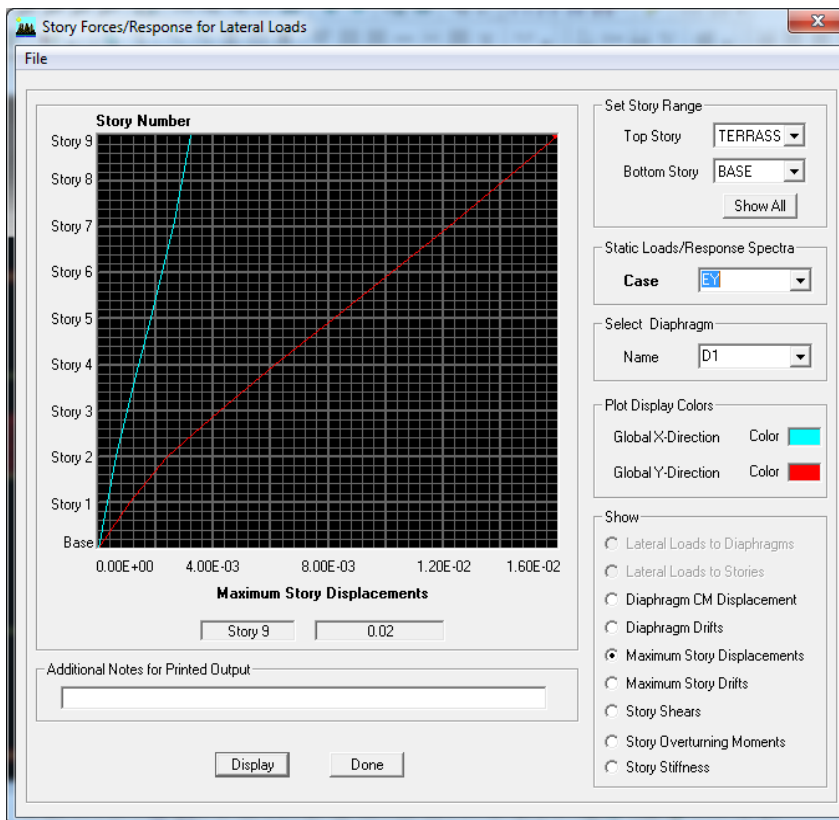
On suit le cheminement suivant :

**Display**  $\Rightarrow$  **Show Story Response Plots**

La fenêtre suivant s'affiche et doit être complétée comme indiquée l'image :



• Dans le sens transversal



**Résultats trouvées :**

- Déplacement max suivant x-x =  $0.02 \leq f \Rightarrow \dots\dots\dots CV$
- Déplacement max suivant y-y =  $0.02 \leq f \Rightarrow \dots\dots\dots CV$

**IV.5.7.vérification de l’effort tranchant à la base**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :  $\begin{cases} V_x \geq 80\%V_{calculer} \\ V_y \geq 80\%V_{calculer} \end{cases}$

**Calcul de l’effort tranchant :**

$$V = \frac{A D Q}{R} W_T \quad (\text{RPA 99 4.1})$$

- **Calcul des coefficients A, D, Q et R**

**A :** coefficient d’accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d’usage : 2
  - Zone sismique  $\Pi_a$
- }  $\Rightarrow A=0.15$  (Tab 4.1)

**R :** coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le RPA (Tab 4.3),  $R=4$

**Q :** facteur de qualité = 1.1

**D :** Facteur d’amplification moyen

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 4-2})$$

**T<sub>2</sub> :** période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7RPA/99)

Site3  $\longrightarrow$   $T_2=0.5s$

Dans notre cas  $T_2=0.5 < T= 0.625 < 3.0s$

- Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$  :est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA99), pour notre cas  $\xi = 8.5 \%$

$$\eta = \sqrt{7/2 + 8.5} = 0.81 \geq 0.7 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$D = 2.5(T_2/T)^2 = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.625}\right)^{2/3} = 1.745$$

- **Determination du  $W_T$  :**

Display  $\Rightarrow$  show tables  $\Rightarrow$  Building Output  $\Rightarrow$  Story Shear  $\Rightarrow$  Selected cases/combo  $\Rightarrow$  poids comb  $\Rightarrow$  OK

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T
	TERRASSE	POID	Bottom	2567.81	0.00	0.00	0.0
	ET6	POID	Top	4288.56	0.00	0.00	0.0
	ET6	POID	Bottom	5200.42	0.00	0.00	0.0
	ET5	POID	Top	6921.17	0.00	0.00	0.0
	ET5	POID	Bottom	7833.02	0.00	0.00	0.0
	ET4	POID	Top	9553.77	0.00	0.00	0.0
	ET4	POID	Bottom	10553.41	0.00	0.00	0.0
	ET3	POID	Top	12274.16	0.00	0.00	0.0
	ET3	POID	Bottom	13273.80	0.00	0.00	0.0
	ET2	POID	Top	14994.55	0.00	0.00	0.0
	ET2	POID	Bottom	15994.19	0.00	0.00	0.0
	ET1	POID	Top	17714.94	0.00	0.00	0.0
	ET1	POID	Bottom	18714.58	0.00	0.00	0.1
	RDC	POID	Top	20308.58	0.00	0.00	0.1
	RDC	POID	Bottom	21406.33	0.00	0.00	0.1
	SS	POID	Top	22993.98	0.00	0.00	0.1
	SS	POID	Bottom	24741.11	0.00	0.00	0.1

$$W_T = 24741.11 \text{ KN}$$

Donc :

$$V = \frac{0.15 \times 1.1 \times 1.745}{4} \times 24741.11 = 1780.89 \text{ KN}$$

$$80\% V = 1424.71 \text{ KN}$$

- **Determination de  $V_x$  et  $V_y$  :**

Display  $\Rightarrow$  show tables  $\Rightarrow$  Building Output  $\Rightarrow$  Story Shear  $\Rightarrow$  Selected cases/combo  $\Rightarrow$  Ex et Ey  $\Rightarrow$  OK

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET3	EY	Bottom	0.00	99.79	1234.95	10920.365	12435.464	946.48
	ET2	EX	Top	0.00	1266.77	118.61	10746.895	1071.655	11232.9
	ET2	EX	Bottom	0.00	1269.14	118.79	10753.274	1437.462	15002.6
	ET2	EY	Top	0.00	113.20	1370.39	12196.609	12435.464	946.48
	ET2	EY	Bottom	0.00	113.44	1372.74	12222.250	16467.769	1294.8
	ET1	EX	Top	0.00	1375.22	126.32	11709.977	1437.462	15002.6
	ET1	EX	Bottom	0.00	1377.06	126.44	11714.836	1826.810	19080.8
	ET1	EY	Top	0.00	123.35	1479.78	13249.565	16467.769	1294.8
	ET1	EY	Bottom	0.00	123.51	1481.60	13269.150	20803.707	1674.5
	RDC	EX	Top	0.00	1451.10	130.68	12408.118	1826.810	19080.8
	RDC	EX	Bottom	0.00	1452.61	130.76	12411.882	2229.122	23375.1
	RDC	EY	Top	0.00	129.55	1559.97	14021.988	20803.707	1674.5
	RDC	EY	Bottom	0.00	129.65	1561.58	14039.432	25358.832	2073.1
	SS	EX	Top	0.00	1506.35	132.83	12935.950	2229.122	23375.1
	SS	EX	Bottom	0.00	1507.20	132.86	12937.936	2840.672	30046.0
	SS	EY	Top	0.00	132.83	1620.14	14611.504	25358.832	2073.1
	SS	EY	Bottom	0.00	132.86	1621.02	14620.744	32454.290	2684.4

On relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_x = 1507.20 \text{ KN} > 80\% V = 1424.71 \text{ KN}$$

$$V_y = 1621.02 \text{ KN} > 80\% V = 1424.71 \text{ KN}$$

**Conclusion** : l'effort tranchant à la base est vérifiée

#### IV.5.8.Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement «  $\Delta$  ». la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

Il y'a deux types d'effet P-delta :

- Le grand effet P-U : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- Le petit effet P-δ : considéré au niveau des éléments de la structure

Le règlement RPA99/V.2003 préconise que l'effet P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\Theta_k = \frac{P_k \Delta_K}{V_k h_k} < 0.1$$

- Si  $\Theta_k < 0.10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0.10 < \Theta_k < 0.20$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \Theta_k)$
- $\Theta_k < 0.20$  si la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau « K »

**Δ<sub>k</sub>** : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 »

**h<sub>k</sub>** : hauteur de l'étage « k »

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les deux sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau suivant :

Story	Pk	Sens x-x (Ex)				Sens y-y (Ey)			
		ΔKx	V <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> X h <sub>k</sub>	Θ <sub>kx</sub>	V <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> *h <sub>k</sub>	Δky	Θ <sub>ky</sub>
TERRASSE	2567.81	0.006	298.72	914.083	0.0168	347.38	1062.98	0.006	0.0144
ET6	2632.61	0.008	559.41	1711.79	0.0123	638.34	1953.32	0.008	0.0107
ET5	2632.36	0.009	780.38	2387.96	0.0099	871.22	2665.93	0.0085	0.0083
ET4	2720.39	0.01	970.31	2969.14	0.0091	1068.7	3270.22	0.0085	0.0070
ET3	2720.39	0.011	1133.97	3469.14	0.0086	1234.95	3778.94	0.009	0.0064
ET2	2720.39	0.011	1269.14	3883.56	0.0077	1372.74	4200.58	0.0085	0.0055
ET1	2720.39	0.012	1377.06	4213.80	0.00774	1481.6	4533.69	0.008	0.0048
RDC	2691.75	0.011	1452.61	4444.98	0.0066	1561.58	4778.43	0.0075	0.0042
SS	3334.78	0.01	1507.2	6918.04	0.0048	1621.02	7440.48	0.006	0.0026

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

### VI.5.9.vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression du calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$N_d$  : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$N_d =$

$B_c$  : l'aire de la section de béton ( section brute)

$f_{c28} = 25$  MPA : la résistance caractéristique du béton

- **Poteaux RDC/SS (50\*50)**

$$\frac{1835.12 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.29 \leq 0.3 \Rightarrow CV$$

- **Poteaux 1<sup>er</sup> jusqu'au 4<sup>eme</sup> étage (45\*45)**

$$\frac{1299.74 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.25 \leq 0.3 \Rightarrow CV$$

- **Poteaux 5<sup>eme</sup> jusqu'à l'étage terrasse (40\*40)**

$$\frac{448.18 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.112 \leq 0.3 \Rightarrow CV$$

### Conclusion :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferraillement de la structure.



# CHAPITRE V

## FERRAILLAGE DES ELEMENTS

## STRUCTURAUX

**V.1.ferraillage des poteaux :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{x-x}$  ,  $M_{y-y}$ ).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Situation durable</b>	<b>1,5</b>	<b>1,15</b>	<b>14,17</b>	<b>25</b>	<b>348</b>
<b>Situation accidentelle</b>	<b>1,15</b>	<b>1,00</b>	<b>18,48</b>	<b>25</b>	<b>400</b>

**Tableau V.1 : caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle**

**V.1.1.Combinaisons des charges**

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

- **Selon BAEL 91 :** Situation durable  
 ELU : 1,35 G + 1,5 Q .....(1)  
 ELS : G + Q
- **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 40)  
 G+Q+E .....(2)  
 0.8G+E .....(3)

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit

Correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

**V.1.2. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**

**a) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera  $0,8\% \times b \times h$  (en zone II)
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times bh$  (en zone II)
- Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\% \times b \times h$  (en zone II)

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal $A_{min} = 0.8\% b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06\% b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courante $A_{max} = 0.04\% b \times h$ (cm <sup>2</sup> )
50 x 50	20	150	100
45 x 45	16.2	121.5	81
40 x 40	12.8	96	64

**Tableau V.2 :** sections d’acier recommandées par le RPA

- Le diamètre minimal est de 12 cm
- La longueur maximale de recouvrement  $L_R = 40 \Phi_L^{min}$  en zone II
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 25cm en zone II<sub>a</sub>.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l’extérieur des zones nodales.

**b) Armatures transversales :**

- Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l’axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

- Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{max}$$

Avec :  $\Phi_L$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L’espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15\Phi_L^{min}, 40cm, (a + 10)cm \} \quad (BAEL 91 Art 8.1.3)$$

Avec : **a** : est la petite dimension transversale des poteaux.

D’après le RPA 99révisée 2003 :

$$\left[ \begin{array}{l} S_t \leq \min \{ 10\Phi_L^{min}, 15cm \} \text{ En zone nodale.} \\ S_t \leq 15\Phi_L^{min} \text{ En zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

**Le rôle des armatures transversales :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 modifié 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

**❖ Quantité d'armatures transversales minimale :**

**(RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)**

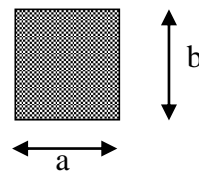
$\frac{A_t}{bS_t}$  En % est donné comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right. .$$

*(interpoler entre les valeurs si  $3 < \lambda_g < 5$ )*

**❖ Calcul d'élançement :(élançement géométrique)**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

**a et b** : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

**L<sub>f</sub>** : longueur de flambement.

**V.1.3.calcul des armatures à l'ELU**

**a) armatures longitudinales**

➤ **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU**

• **Calcul du centre de pression**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter

**a) Section partiellement comprimée**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

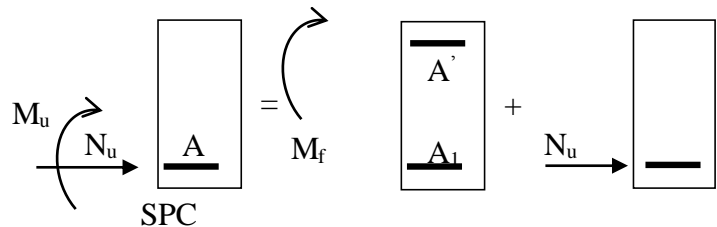
$$\begin{cases} e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$M_f$  : Moment fictif.

✓ **Calcul des armatures**



$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si :  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$  la section est simplement armée

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

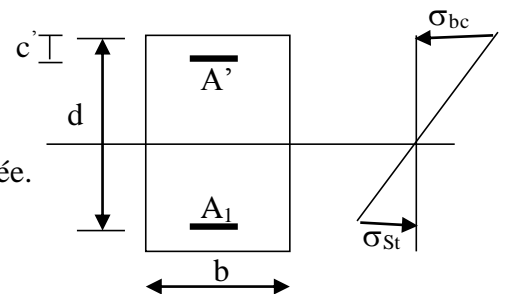
Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0.392$  la section est doublement armée

et on calcule  $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$



Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

### b) Section entièrement comprimée

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\left[ \begin{array}{l} e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f > (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter

$$1) \text{ Si } (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s}$  ;  $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

$$2) \text{ Si } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$  ;  $A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$

### Remarque

1- Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera  $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

$B$  : aire de la section du béton seul

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier

2- Nous allons ferrailer par zone :

- **Zone I** : le sous sol et le RDC
- **Zone II** : de 1<sup>er</sup> à 4<sup>eme</sup> étages
- **Zone III** : de 5<sup>eme</sup> à 6<sup>eme</sup> étage

➤ **Calcul de ferrillages des poteaux**

Le ferrillage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide de logicielle « **EXPERT BA** ».

Le ferrillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_{s(min)}$  correspondante recommandée par le règlement RPA99/ version 2003 en zone IIa.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Zone		N (KN)	M (KN.m)	e	(h/2)- c	obs	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Zone I	$M_{max}$	937.85	85.939	0.091	0.225	SEC	12.5	12.5	20	4HA20+4 HA16= 20.6
	$N_{max}$	1859.28	63.524	0.034	0.225	SEC				
	$N_{min}$	4.01	2.493	0.621	0.225	SPC				
Zone II	$N_{max}$	1316.41	22.846	0.017	0.20	SEC	10.01	10.1	16.2	8HA16= 16.08
	$N_{min}$	2.08	0.971	0.466	0.20	SPC				
	$M_{max}$	616.03	95.919	0.155	0.20	SEC				
Zone III	$N_{max}$	486.56	7.167	0.014	0.175	SEC	8.00	8.00	12.08	8HA14= 12.32
	$N_{min}$	1.04	0.84	0.807	0.175	SPC				
	$M_{max}$	69.74	67.916	0.973	0.175	SPC				

**b)- armatures transversales**

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 modifié 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ dans le cas contraire} \end{array} \right.$$

L'élanement  $\lambda_g$  est donnée par la formule  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b}$

tel que :  $l_f = 0.7 l_0$

et  $l_0 =$  longueur libre de poteau  $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} l_0 = 286 \text{ cm pour le RDC et les étages courant} \\ l_0 = 439 \text{ cm pour le sous sol} \end{array} \right.$

➤ **Diamètre minimal des armatures transversales**

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{max} = \frac{1}{3} \times 20 = 6.67 \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc les armatures longitudinales seront encadrées par des cadres en  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales**

$$\left[ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \min \{10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} = 10 \times 1.4 = 14 \text{ cm} \\ \text{En zone de recouvrement : } S_t \leq 15\Phi_L^{\min} = 21 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de  $\lambda_g$  et  $A_t^{\min}$**

**Zone I : Poteaux (50 x 50) :**

- **Sous-sol**

$$\lambda_g = 0.7 \frac{l_0}{a} = 0.7 \times \frac{439}{50} = 6.146 > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{bS_t} = 0.3\%$$

$$\left[ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 50 \times 14 = 2.1 \text{ cm}^2 \\ \text{En zone de recouvrement : } A_t^{\min} = 0.003 \times 50 \times 21 = 3.15 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- **RDC :**

$$\lambda_g = 0.7 \frac{l_0}{a} = 0.7 \times \frac{286}{50} = 4.004 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpolation : } \frac{A_t}{bS_t} = 0.4\%$$

$$\left[ \begin{array}{l} \text{- Dans la zone nodale : } A_t^{\min} = 0.004 \times 50 \times 14 = 2.24 \text{ cm}^2 \\ \text{- En zone de recouvrement : } A_t^{\min} = 0.004 \times 50 \times 21 = 3.36 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Zone II : Poteaux (45 x45)**

$$\lambda_g = 0.7 \frac{l_0}{a} = 0.7 \times \frac{286}{45} = 4.44 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpolation : } \frac{A_t}{bS_t} = 0.44\%$$

$$\left[ \begin{array}{l} \text{- Dans la zone nodale : } A_t^{\min} = 0.0044 \times 45 \times 14 = 3.15 \text{ cm}^2 \\ \text{- En zone de recouvrement : } A_t^{\min} = 0.0044 \times 45 \times 21 = 4.725 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Zone III : Poteaux (40 x40)**

$$\lambda_g = 0.7 \frac{l_0}{a} = 0.7 \times \frac{286}{40} = 5.005 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \text{interpolation : } \frac{A_t}{bS_t} = 0.3\%$$

$$\left[ \begin{array}{l} \text{- Dans la zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 14 = 1.68 \text{ cm}^2 \\ \text{- En zone de recouvrement : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 21 = 2.52 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**D'après les résultats ci-dessus :**  $A_t^{\min} > A_t \Rightarrow$  les armatures longitudinales seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales : (4Φ8 = 2.01 cm<sup>2</sup>).

**Remarque :**

La zone nodale est très sensible aux séismes, on introduit des armatures en U superposées (Avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable (Voir schéma de ferrailage ultérieur).

➤ **Longueur de recouvrement**

$$L_R = 40 \Phi_1^{\min} = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{soit } L_R = 60 \text{ cm}$$

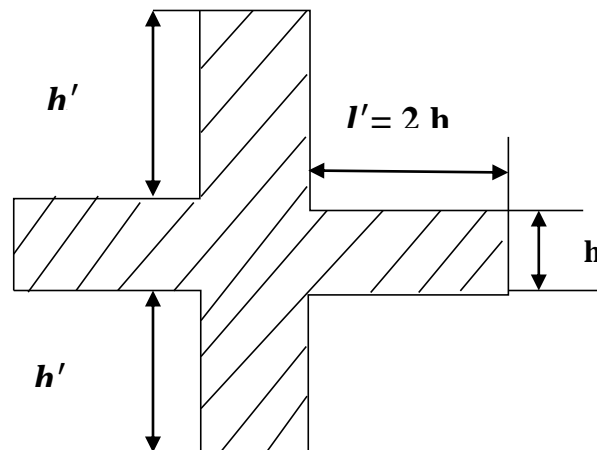
➤ **Délimitation de la zone nodale**

Fig V.1 : Délimitation de la zone nodale

- Au niveau des poutres :  $l' = 2h$   
Avec  $h$  : hauteur de la poutre
- Au niveau des poteaux :  $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right)$

Avec :  $b_1$  et  $h_1$  : dimensions des poteaux

$H_e$  : hauteur entre nu des poteaux

$$\begin{cases} h' = \max\left(\frac{409}{6}; 50; 50; 60\right) = 68.16 \text{ cm} & \text{pour le sous sol} \\ h' = \max\left(\frac{256}{6}; 50; 50; 60\right) = 60 \text{ cm} & \text{pour le RDC et les étages courant} \end{cases}$$

➤ **Longueur d'ancrage (BAEL 91 article A.6.1.221)**

$$l_s = f_e \frac{\Phi}{4\tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.06 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.06 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

Pour les HA 20 :  $l_s = 400 \times \frac{2}{4 \times 2.835} = 70.55$  soit  $l_s = 75 \text{ cm}$

Pour les HA 16 :  $l_s = 400 \times \frac{1.6}{4 \times 2.835} = 56.44$  soit  $l_s = 60 \text{ cm}$

Pour les HA 14 :  $l_s = 400 \times \frac{1.4}{4 \times 2.835} = 49.38$  soit  $l_s = 50 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement** : (RPA 99/ article 7.4.3.2)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_d f_{c28}$$

Avec  $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

zone	$V_u$ (KN)	h (cm)	b (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	condition	
I	ss	20.839	50	50	6.146	0.075	0.08	1.875	CV
	RDC	26.463	50	50	4.004	0.04	0.1	1	CV
II	21.897	45	45	4.44	0.04	0.01	1	CV	
III	10.842	40	40	5.005	0.075	0.006	1.875	CV	

**V.1.4 Vérifications à l'ELS :**

**a) Vérification des contraintes**

Dans le cas de poteaux b, il y a lieu de vérifier

➤ **état limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Les sollicitations sont

Moment de flexion  $M_{ser}$  et un effort normal  $N_{ser}$ , l'excentricité  $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Hypothèse de calcul :

Si  $e_s < \frac{h}{6} \Rightarrow$  il y a de fortes chances que la section soit entièrement comprimée.

Si  $e_s \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$  il y a de fortes chances que la section soit partiellement comprimée.

### ✓ Vérification d'une Section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton  $\sigma_{bc}$ , on détermine la position de l'axe neutre:

$$y_{ser} = z + c$$

Z : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $z^3 + p \cdot z + q = 0$

Avec :

$$z = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times c^2 - 90 \bar{A}'_{su} \cdot \frac{c-d'}{b} + 90 A_s \cdot \frac{d-c}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \cdot \bar{A}'_s \cdot \frac{(c-d')^2}{b} - 90 A_s \cdot \frac{(d-c)^2}{b}$$

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

$$\text{On calcule } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t} ; z = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$z_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; z_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) ; z_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solution pour z celle qui donne :  $0 < y_{ser} < d$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \times \left[ A_s \cdot (d - y_{ser})^2 + \bar{A}'_s (y_{ser} - d')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$$

La contrainte dans les aciers tendus

$$\sigma_s = 15 \frac{z \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \quad \text{la section est effectivement partiellement comprimée si } \sigma_s \geq 0$$

### ✓ Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcul l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

On calcule l'inertie de la section homogène:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[ A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2 \right]$$

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A'_s + A_s)}$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

On vérifie que  $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_b$

**Remarque**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.:

**Remarque :**

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Zone		N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6 (m)	obs	σ <sub>b1</sub> (MPa)	σ <sub>b2</sub> (MPa)	σ <sub>b1im</sub> (MPa)	OBS
Zone I	M <sub>max</sub>	986.05	39.784	0.04	0.083	SEC	5.273	1.733	5.273	CV
	N <sub>max</sub>	1280.96	4.59	0.003		SEC	4.599	4.55	4.559	CV
	N <sub>min</sub>	280.98	0.49	0.001		SEC	9.82	1.025	9.82	CV
Zone II	N <sub>max</sub>	918.03	10.71	0.011	0.075	SEC	4.554	3.3539	4.554	CV
	N <sub>min</sub>	117.33	0.865	0.007		SEC	0.551	0.483	0.551	CV
	M <sub>max</sub>	416.53	31.242	0.075		com	3.801	-0.169	3.801	CV
Zone III	N <sub>max</sub>	354.76	15.75	0.044	0.066	SEC	3.356	0.595	3.356	CV
	N <sub>min</sub>	11.07	1.29	0.116		SPC	0.178	-0.057	0.178	CV
	M <sub>max</sub>	171.53	31.74	0.185		SPC	3.861	-2.007	3.861	CV

**b) Condition de non fragilité**

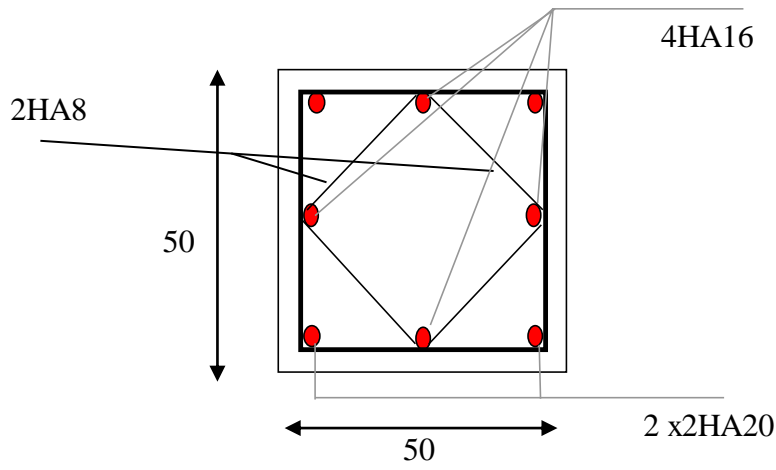
$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

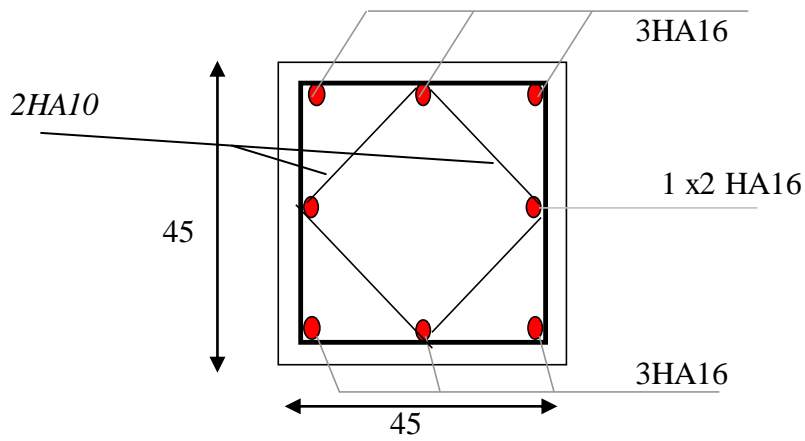
Zone		N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	d (m)	b(m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	OBS
Zone I	M <sub>max</sub>	986.05	39.784	0.04	0.475	0.5	10.55	20.6	CV
	N <sub>max</sub>	1280.96	4.59	0.003	0.475	0.5	7.2	20.6	CV
	N <sub>min</sub>	280.98	0.49	0.001	0.475	0.5	7.1	20.6	CV
Zone II	N <sub>max</sub>	918.03	10.71	0.011	0.425	0.45	6.2	16.08	CV
	N <sub>min</sub>	117.33	0.865	0.007	0.425	0.45	6	16.08	CV
	M <sub>max</sub>	416.53	31.242	0.045	0.425	0.45	10.19	16.08	CV
Zone III	N <sub>max</sub>	354.76	15.75	0.044	0.375	0.4	9.03	12.32	CV
	N <sub>min</sub>	11.07	1.29	0.116	0.375	0.4	2.12	12.32	CV
	M <sub>max</sub>	171.53	31.74	0.185	0.375	0.4	0.22	12.32	CV

**Schémas de ferrailage**

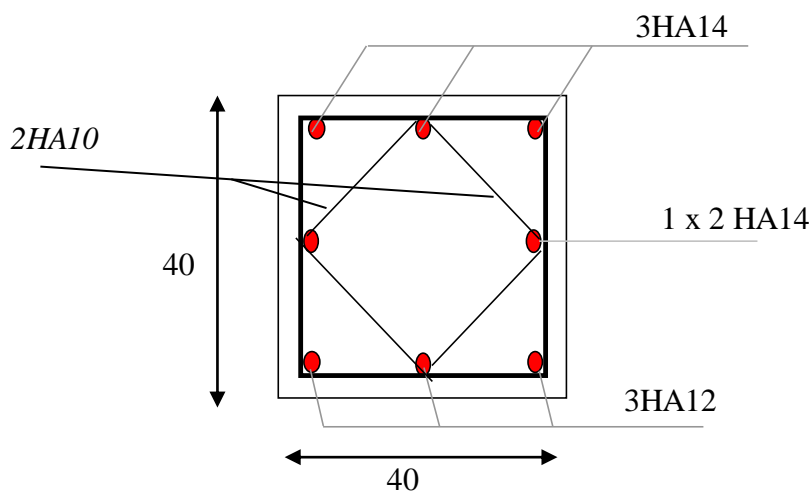
• **Zone I :**



• **Zone II :**



• **ZONE III :**







## V.2 Ferrailage des poutres

### V.2.1. Introduction

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q.....à l'ELU
- G+Q.....à l'ELS
- G+Q±E.....RPA99/2003
- 0.8G ±E.....RPA99/2003

### V.2.2 . Recommandation du RPA pour le ferrailage des poutres :

#### a) armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** de la section totale du béton, c'est-à-dire :  $A_t^{min}=0.5\% \times b \times h$
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
  - \* **4%** de la section de béton en zone courante.
  - \* **6%** de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longuer minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **II<sub>a</sub>**.
- L'ancrage des armatures longitudinale supérieure et inférieure dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

	Pourcentage maximum		Pourcentage minimum
	Zone courante	Zone de recouvrement	
<b>Poutres principales</b> (25× 35)cm <sup>2</sup>	<b>35</b>	<b>52.5</b>	<b>4.375</b>
<b>Poutres secondaires</b> (25× 30)cm <sup>2</sup>	<b>30</b>	<b>45</b>	<b>3.75</b>

#### b) Les armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :
 
$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 
$$S_t^{max} = \min \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) \text{ en zone nodale.}$$

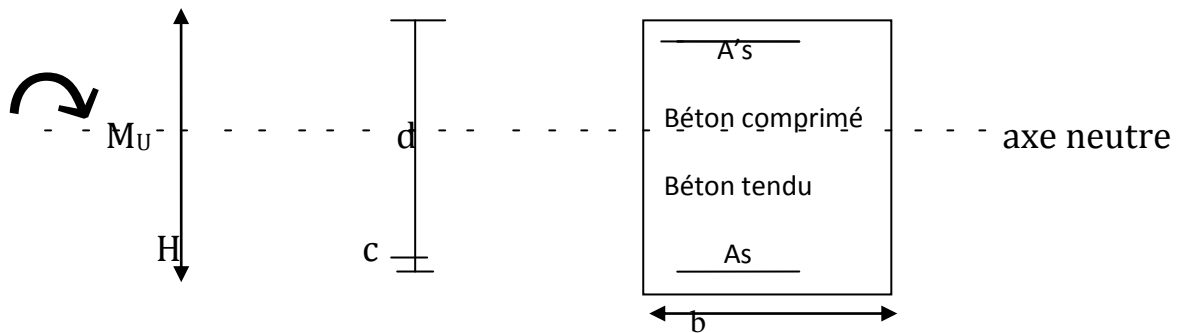
$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement}$$

Avec : Ø : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversal.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## V.5 Etape de calcul :

### V.5.1. Calcul les armatures longitudinales :

#### a. Calcul de la section d'armatures :



Avec:

$M_u$ : moment de flexion à l'ELU

$h$  : hauteur de la section du béton

$b$  : largeur de la section du béton

$c$  : distance entre le fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

$A'_s$  : section d'armatures comprimées

$A_s$  : section d'armature tendue

#### b. Calcul du mement réduit :

$$\mu = \frac{Mu_a}{bd^2 f_{bu}} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

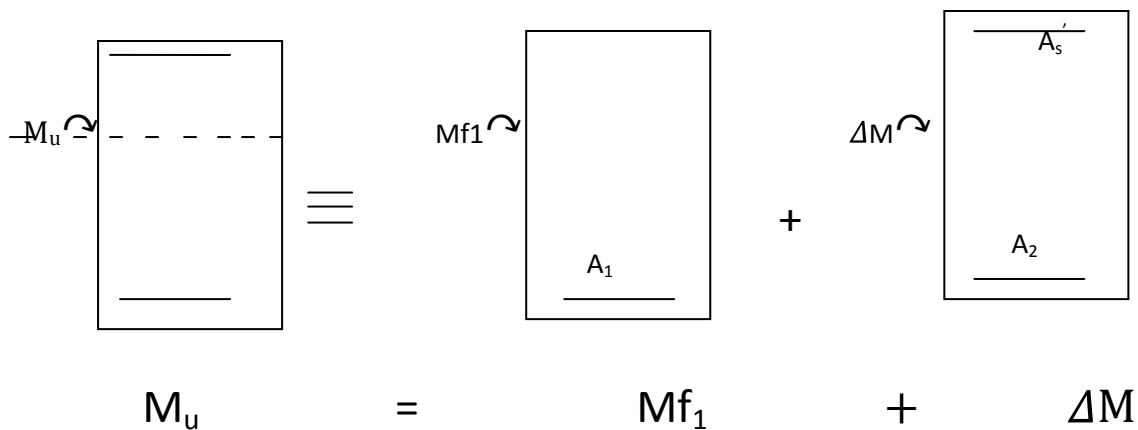
➤ **1<sup>er</sup> cas : section simplement armée ( $A'_s=0$ )**

$\mu < \mu_1=0.392$  la section est simplement armée (**SSA**) c'est à dire que la section ne comprendre que les aciers tendus :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

➤ **2<sup>eme</sup> cas : section doublement armée :**

$\mu > \mu_1=0.392$  la section est doublement armée (**SDA**) c'est à dire que la section prendre les aciers tendus plus les aciers comprimés :



**Fig.V-1. ferrailage la poutre doublement armée**

On calcul :

$$Mf_1 = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - Mf_1 \quad \text{avec: } \Delta M \leq 40\% M_u$$

$$A_1 = \frac{Mf_1}{\beta d \sigma_{st}} \quad A'_s = \frac{\Delta M}{d - c' \cdot \sigma'_{st}} \quad \text{Armatures comprimées}$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{d - c' \cdot \sigma_{st}} \quad A_s = A_1 + A_2 \quad \text{Armatures tendues} \quad \text{Avec: } \sigma'_{st} = f_c / \gamma_s$$

h = 35cm                      b=25cm                      d= 33cm.                      (poutres principales)

h = 30cm                      b=25cm                      d= 28cm.                      (poutres secondaires)

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

➤ **Ferrailage des poutres principales :**

Ferrailage en travée des poutres principales à l'ELU								
Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	Obs	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix
<b>Zone I</b>	26.642	0.068	SSA	0.965	2.4	4.375	<b>3 HA14+3HA12</b>	<b>8.01</b>
<b>ZoneII</b>	26.956	0.070	SSA	0.964	2.43	4.375	<b>3 HA14+3HA12</b>	<b>8.01</b>
<b>Zone III</b>	27.475	0.071	SSA	0.963	2.484	4.375	<b>3 HA14+3HA12</b>	<b>8.01</b>

**Tableau V.6 : Ferrailage des poutres principales en travée**

Ferrailage aux appuis des poutres principales à l'ELU								
Zone 3	com	M (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Zone I	G+Q+E	$M_{sup}=28.418$	0.073	SSA	0.962	2.57	4.375	3 HA14+3HA14=9.24
	0.8G+E	$M_{inf}=18.375$	0.0475	SSA	0.975	1.64		HA14+3HA14=9.24
ZoneII	G+Q+E	$M_{sup}=34.562$	0.089	SSA	0.953	3.15	4.375	HA14+3HA14=9.24
	0.8G+E	$M_{inf}=22.376$	0.0578	SSA	0.970	2.01		HA14+3HA14=9.24
Zone III	G+Q+E	$M_{sup}=37.374$	0.096	SSA	0.949	3.42	4.375	HA14+3HA14=9.24
	0.8G+E	$M_{inf}=24.245$	0.0627	SSA	0.967	2.19		HA14+3HA14=9.24

Tableau V.7 : ferrailage des poutres principales aux appuis

➤ Ferrailage des poutres secondaire

Ferrailage en travée des poutres secondaires à l'ELU								
Zone 3	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	choix
Zone I	19.131	0.068	SSA	0.965	2.035	3.75	3 HA14	4.62
ZoneII	25.784	0.093	SSA	0.951	2.782	3.75	3 HA14	4.62
Zone III	30.547	0.109	SSA	0.842	3.52	3.75	3 HA14	4.62

Tableau V.8: Ferrailage des poutres secondaires en travée

Ferrailage aux appuis des poutres secondaires à l'ELU								
Zone 3	com	M (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Zone I	G+Q+E	$M_{sup}=15.99$	0.057	SSA	0.971	1.690	3.75	3HA12+3HA12=6.78
	0.8G+E	$M_{inf}=10.538$	0.0378	SSA	0.980	1.103		3HA12+3HA12=6.78
ZoneII	G+Q+E	$M_{sup}=27.27$	0.098	SSA	0.948	2.95	3.75	3HA12+3HA12=6.78
	0.8G+E	$M_{inf}=17.668$	0.0634	SSA	0.967	1.875		3HA12+3HA12=6.78
Zone III	G+Q+E	$M_{sup}=31.18$	0.112	SSA	0.940	3.30	3.75	3HA12+3HA12=6.78
	0.8G+E	$M_{inf}=20.087$	0.072	SSA	0.962	2.14		3HA12+3HA12=6.78

Tableau V.9 : ferrailage des poutres secondaires aux appuis

**V.5. Vérification à L'ELU :**

**a) Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié99)**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 33 \frac{2.1}{400} = 0.996 \text{cm}^2 \quad (\text{Poutres principales})$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{cm}^2 \quad (\text{Poutres secondaires})$$

$A_{adopté} > A_{min}$  Condition est vérifiée

**b) Influence de l'effort tranchant aux appuis**

$$T_u \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma b} \dots \dots \dots (\text{Art A5.1.13 BAEL99})$$

- **Poutres Principales :**

$$T_u = 74.75 \text{KN} \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.33 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 495 \text{KA} \quad \text{ok}$$

- **Poutres secondaires :**

$$T_u = 60.28 \text{KN} \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.28 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 420 \text{KA} \quad \text{ok}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et de l'entraînement des barres aux appuis : (Art A.6.1.3 /BAEL 99)**

▪ **Contrainte d'adhérence :**

La contrainte d'adhérence des aciers dans le béton est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \cdot u_i} \leq \tau_{su}$$

$$\tau_{su} = \psi_s \times f_{t28} \quad (\psi_s = 1.5 \text{ coefficient de scellement})$$

$\tau_{su}$  : la contrainte limite d'adhérence des barres.

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset \quad (\text{Périmètre des aciers})$$

- **Poutres principales**

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \cdot u_i} = \frac{74.75 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.88} = 1.91 \text{MPa} \leq \tau_{su}$$

- **Poutres Secondaires**

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d} = \frac{60.28 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 131.88} = 1.81 \text{MPa} \leq \tau_{su}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**d) Ancrage des aciers**

▪ **Condition d'équilibre**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

▪ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

- Pour  $\varnothing 12$   $L_s = 42.32 \text{cm}$

- Pour  $\varnothing 14$   $L_s = 49.38 \text{cm}$

- Pour  $\varnothing 16$   $L_s = 56.43 \text{cm}$

Les règles du (**BAEL91 Art A.6.1**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à  $0.4L_s$  pour les aciers HA.

- Pour  $\varnothing 12$   $L_a = 16.92 \text{cm}$

- Pour  $\varnothing 14$   $L_a = 19.75 \text{cm}$

- Pour  $\varnothing 16$   $L_a = 22.57 \text{cm}$

**e) Vérification la contrainte tangentielle**

Pour justifier les armatures transversales droites doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \min \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{MPa} = 3.25 \text{MPa}$$

- **Poutres Principales :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{74.75 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.91 \text{MPa} \leq \tau_u$$

- **Poutres secondaires :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{60.28 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.86 \text{MPa} \leq \tau_u$$

**f) Calcul des armatures transversales:**

D'après le (BAEL91 Art A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par:

$$\varnothing_t \leq \min \varnothing_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}$$

**- Poutres principales :**

$$\varnothing_t \leq \min \varnothing_t ; \frac{35}{35} ; \frac{25}{10}$$

On prend  $\varnothing_t = 8\text{mm} \rightarrow A_{rt} = \frac{\pi\varnothing^2}{4} = 0.50\text{cm}^2 \rightarrow$  Soit **4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>**.

**- Poutres secondaires:**

$$\varnothing_t \leq \min \varnothing_t ; \frac{30}{35} ; \frac{b}{10}$$

On prend  $\varnothing_t = 8\text{mm} \rightarrow A_{rt} = \frac{\pi\varnothing^2}{4} = 0.50\text{cm}^2 \rightarrow$  Soit **4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>**

**g) Calcul des espacements**

➤ **Zone nodale (appui) :**  $S_t \leq \min \frac{h}{4} ; 12\varnothing_t$

**- Poutres principales:**

$$S_t \leq \min \frac{35}{4} ; 12\varnothing_t \longrightarrow S_t \leq \min 8.75 ; 16.8$$

**Soit  $S_t = 8\text{cm}$**

**- Poutres secondaires:**

$$S_t \leq \min \frac{30}{4} ; 12\varnothing_t \longrightarrow S_t \leq \min 7.5 ; 16.8$$

**Soit  $S_t = 8\text{cm}$**

➤ **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

**- Poutres principales:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5$$

**Soit  $S_t = 15\text{cm}$**

**- Poutres secondaires:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15$$

**Soit  $S_t = 15\text{cm}$**

**h) Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de la poutre rectangulaire, la longueur de la zone nodale « L' » est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutres principales PP :  $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$
- Poutres secondaires Ps :  $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$

## V.6. Vérification à l'ELS :

### a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

### b) Etat limite de résistance du béton en compression

(Art A.4.5,2 BAEL91mod99)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \quad \text{avec } K = 1/K_1$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$\sigma_s$  : la contrainte traction dans l'acier.

On calcule  $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Zone	$M_s$ (KN.m)		$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPA)	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{bc}$	Obs
I	Trav	19.933	8.01	1.14	0.438	0.854	19.25	88.30	4.58	15	Ok
	Appui	28.418	9.24	1.12	0.435	0.855	19.48	109	5.59	15	Ok
II	Trav	19.416	8.01	1.14	0.438	0.854	19.25	96.01	4.99	15	Ok
	Appui	34.563	9.24	1.12	0.435	0.855	19.48	132.57	6.80	15	Ok
III	Trav	20.055	8.01	1.14	0.438	0.854	19.25	88.84	4.6	15	Ok
	appui	35.543	9.24	1.12	0.435	0.855	19.48	136.33	6.99	15	Ok

Tableau V.10 : vérification des contraintes à l'ELS (poutres principales)

Zone	$M_s$ (KN.m)		$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPA)	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{bc}$	obs
I	Trav	9.667	4.62	0.66	0.357	0.881	27.02	84.82	3.13	15	Ok
	Appui	15.999	6.78	0.968	0.411	0.863	21.23	205.05	9.66	15	Ok
II	Trav	20.709	4.62	0.66	0.357	0.881	27.02	181.71	6.72	15	Ok
	Appui	27.279	6.78	0.968	0.411	0.863	21.23	166.50	7.84	15	Ok
III	Trav	24.121	4.62	0.66	0.357	0.881	27.02	211.65	7.83	15	Ok
	appui	31.185	6.78	0.968	0.411	0.863	21.23	190.34	8.96	15	Ok

Tableau V.11 : vérification des contraintes à l'ELS (poutres secondaires)

**c) Etat limite de déformation de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$1 - \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

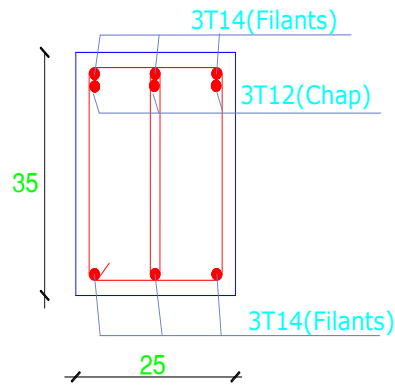
$$2 - \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$3 - \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

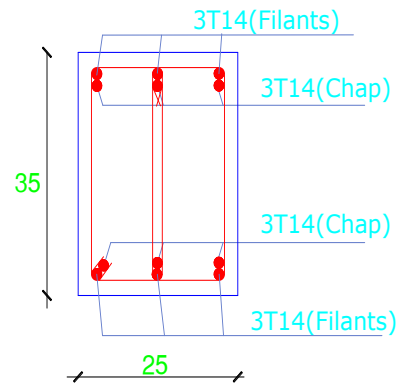
	H (cm)	B (cm)	L (cm)	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
<b>PP</b>	35	25	420	0.083	0.030	0.009	0.01	vérifier	vérifier	vérifier
<b>PS</b>	30	25	350	0.085	0.057	0.009	0.01	vérifier	vérifier	vérifier

➤ **Ferrailages des poutres**

- **Poutres principales**

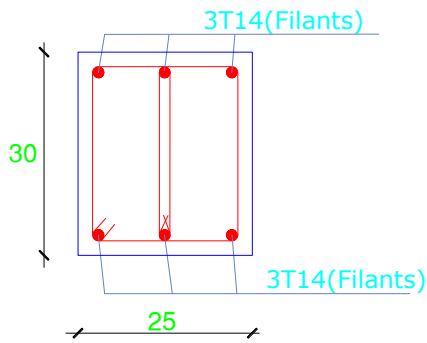


Coupe a-a

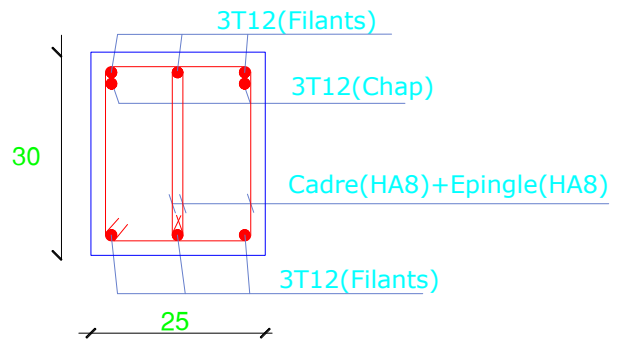


Coupe b-b

- **Poutres secondaires**



Coupe a-a



Coupe b-b

### V.3. ferrailage des voiles

#### V.3.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Notre ouvrage comprend deux types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone1 : sous sol et RDC
- Zone2 : 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage.
- Zone3 : 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étage

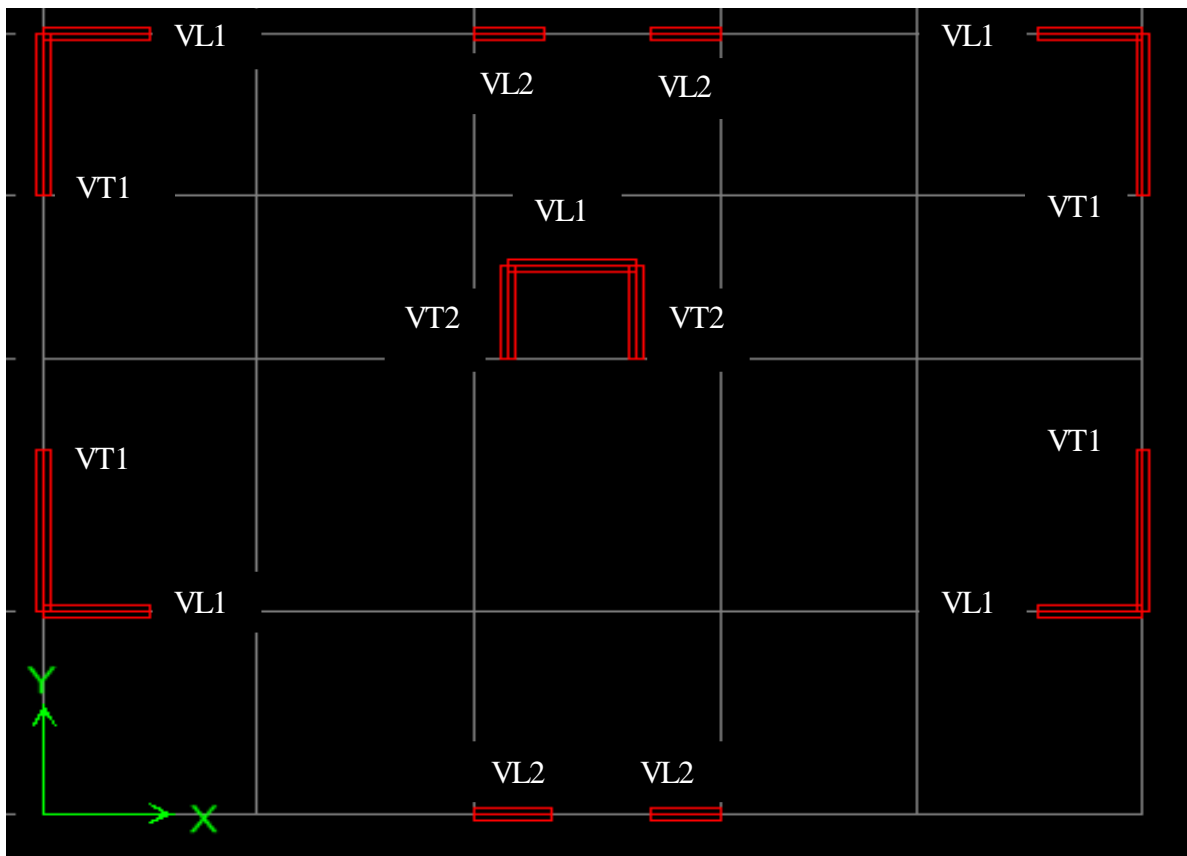


Figure V.1 : disposition des voiles

### V.3.2. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

### V.3.3. Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à la base, il ya deux types de voiles ayant un comportement différent :

$$\bullet \text{Voile élancés} \quad \frac{h}{l} > 1.5$$

$$\bullet \text{Voile courts} \quad \frac{h}{l} < 1.5$$

### V.3.4. Ferrailage des voiles pleins :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

**NB :** Dans notre cas le diagramme des contraintes sera tiré directement du fichier résultats du ETABS

#### ➤ Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

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

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue =  $L - L_c$

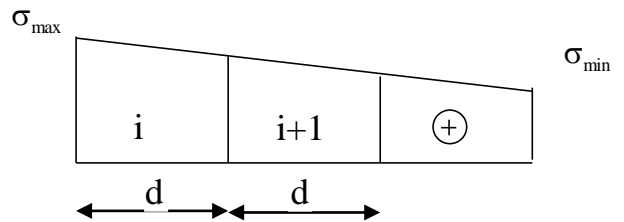
Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues

➤ **Armatures verticales :**

**a) Section entièrement comprimée et entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad \sigma_1 \quad \sigma_2$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Avec :  $e$  : épaisseur du voile

• **Pour une Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

$B$  : section du voile et  $\sigma_s = 348$  MPa

**Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

• **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

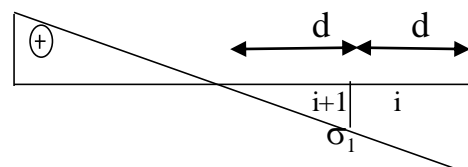
**Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.0015B \right\}$$

**b) Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad \sigma_{\max}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \sigma_{\min}$$

➤ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$  et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$  globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\% B$  en zone courante

B : Section du béton

$A_v$  : Section d'armature verticale.

➤ **Armature de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_c} \text{ avec } \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

➤ **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  léguées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ **Dispositions constructives :**

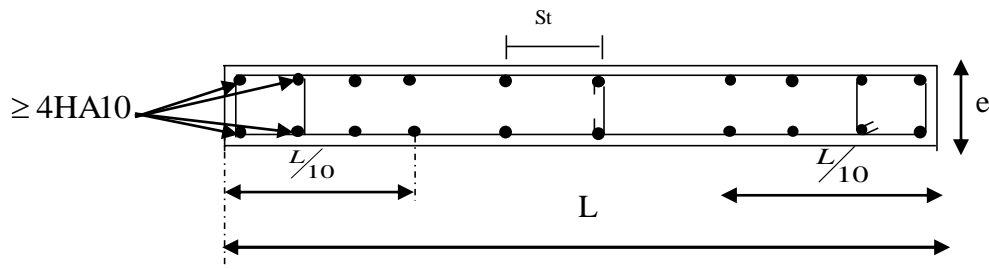
• **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



• **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à : ..... Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

**V.3.5.Vérification :**

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

### ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

**Selon le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

**Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

### V.3.5.Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile transversal de la zone 1

$L = 2.7 \text{ m}$ ,  $e = 0.2 \text{ m}$ ,  $B = 0.54 \text{ m}^2$ ,  $\sigma_{max} = 4874.41 \text{ KN/m}^2$ ,  $\sigma_{min} = -8251.16 \text{ KN/m}^2$

$$L_c = \frac{4874.41}{4874.41 + 8251.16} \times 2.7 = 1 \Rightarrow \text{SPC}$$

$$L_t = 2.7 - 1 = 1.7 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur ( $d$ )

$$\text{Avec : } d \leq \min \left( \frac{h_c}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d \leq 0.67 \text{ m} \Rightarrow d = 0.6 \text{ m}$$

### ➤ Calcul de $\sigma_1$ :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{max}}{L_t} = 3154.03 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \cdot e = 403.78 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} x d . e = 189.24 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales:**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_S} = \frac{403.78 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 10.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_S} = \frac{189.24 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 4.731 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de couture:**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ Avec : } \bar{T} = 1.4 \text{ T}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 339.38 \times 10^3}{400} = 13.06 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures vertical adoptée :**

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = 10.09 + \frac{13.06}{4} = 13.36 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2*9\text{HA}14$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4.731 + \frac{13.06}{4} = 7.99 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2*6\text{HA}14$$

➤ **Armatures minimales:**

$$A_{min} = \max \left\{ 0.002B ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Tellque B= d.e

$$A_{min} = \max \{ 2.4 \text{ cm}^2 ; 6.3 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{min} = 6.3 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales :**

**D'après le BAEL91 :**  $A_H = \frac{A_v}{4} = 3.34 \text{ cm}^2$

**D'après le RPA vérifié 2003 :**  $A_H = 0.15\% B = 1.8 \text{ cm}^2$ .

Soit 3HA12/nappe.

➤ **Armatures transversales:** (art-7-7-4-3, RPA 99)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (4) épingles au mètre carré soit HA8.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**➤ **BAEL :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{339.35 \times 10}{20 \times 0.9 \times 286} = 0.659 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1.4 \times 339.35 \times 10}{20 \times 0.9 \times 286} = 0.922 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

$$\tau_b = 0.922 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**VIII-5) Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = \frac{958.69 \times 10}{5400 + 15 \times 13.07} = 1.7 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures adoptée.

- Ferrailage des voiles transversaux :

VT1 : L=2.7 m

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques Géométrique	L (m)	2.7	2.7	2.7	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )	0.54	0.54	0.54	
	I(m)	0.328	0.328	0.328	
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$ (MPa)	4874.41	2481.51	1539.37	
	$\sigma_{\min}$ (MPa)	-8251.16	-5037.73	-2735.69	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (Kn)	339.38	291.04	124.17	
	Nser(Kn)	958.67	783.1	366.6	
	L <sub>t</sub> (m)	1.7	1.8	1.73	
	L <sub>c</sub> (m)	1	0.89	0.97	
	d(m)	0.6	0.5	0.6	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N <sub>1</sub>	403.78	213.68	152.69
		N <sub>2</sub>	189.24	89.6	60.33
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	10.09	5.34	3.82
		A <sub>2</sub>	4.73	2.24	1.5
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.3	5.5	6.3
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		13.07	11.21	4.78
	A <sub>1</sub> /2 + A <sub>vj</sub> /4		13.36	10.95	5.02
	A <sub>2</sub> /2 + A <sub>vj</sub> /4		7.99	6.28	2.70
	A adoptée (cm <sup>2</sup> ) /nappe	Bonde1	7.7	6.16	3.39
		Bonde2	4.62	4.62	1.54
	Choix des barres /nappe	Bonde1	5HA14	4HA14	3HA12
		Bonde2	3HA14	3HA14	2HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	15	20	25
		Bonde2	25	25	25
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.34	2.74	1.26
	Choix des barres /ml		3HA12	3HA12	2HA12
A <sub>t</sub> (cm)		4 epaingle de HA8/m			
Vérifications des contraintes à l'ELS	Contraintes (MPa)	$\tau_u$	0.659	0.565	0.241
		$\tau_b$	0.922	0.791	0.337
		$\sigma_b$	1.7	1.4	0.66

T2 : L=1.5m

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
<b>Caractéristiques Géométrique</b>	L (m)	1.5	1.5	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m <sup>2</sup> )	0.3	0.3	0.3	
	I(m)	0.05625	0.056	0.056	
<b>Sollicitation de calcul</b>	$\sigma_{\max}$ (MPa)	10300.9	13567.03	13567.03	
	$\sigma_{\min}$ (MPa)	-12350.6	-16621.34	-16621.34	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (Kn)	368.59	162.32	77.31	
	Nser(Kn)	547.81	470.75	204.12	
	L <sub>t</sub> (m)	0.8	0.82	0.83	
	L <sub>c</sub> (m)	0.7	0.68	0.67	
	d(m)	0.5	0.45	0.44	
<b>Ferraillage des voiles</b>	N (KN)	N <sub>1</sub>	708.19	885.99	877.44
		N <sub>2</sub>	193.14	275.48	280.49
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	17.7	22.14	22.19
		A <sub>2</sub>	4.8	6.89	7.01
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.25	4.73	4.62
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		14.19	6.25	2.98
	A <sub>1</sub> + A <sub>vj</sub> /4		20.25	23.70	22.03
	A <sub>2</sub> + A <sub>vj</sub> /4		8.34	8.45	7.76
	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	10.05	12.06	12.06
		Bonde2	4.62	4.2	4.52
	Choix des barres /nappe	Bonde1	5HA16	6HA16	6HA16
		Bonde2	3HA14	3HA14	3HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde2	15	10	10
	A <sub>II</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.31	5.93	5.5
	Choix des barres /ml		5HA12	6HA12	5HA12
A <sub>t</sub> (cm)		4 epaingle de HA8/m			
<b>Vérification des contraintes à l'ELS</b>	Contraintes (MPa)	$\tau_u$	0.715	0.315	0.15
		$\tau_b$	1.002	0.441	0.21
		$\sigma_b$	1.64	1.4	0.61

• Ferrailage des voiles longitudinaux :

VL1: L =1.5 m

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
<b>Caractéristiques Géométrique</b>	L (m)	1.5	1.5	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m <sup>2</sup> )	0.3	0.3	0.3	
	I(m)	0.05625	0.056	0.056	
<b>Sollicitation de calcul</b>	$\sigma_{max}$ (MPa)	6219.34	3241.09	3061.97	
	$\sigma_{min}$ (MPa)	-9101.42	-6398.35	-5618.27	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (Kn)	332.99	240.23	111.75	
	Nser(Kn)	661.21	538.63	257.2	
	L <sub>t</sub> (m)	0.9	1.0	0.97	
	L <sub>c</sub> (m)	0.6	0.5	0.53	
	d(m)	0.4	0.33	0.35	
<b>Ferrailage des voiles</b>	N (KN)	N <sub>1</sub>	368.98	178.62	206.34
		N <sub>2</sub>	138.20	71.66	99.17
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	9.22	4.47	5.15
		A <sub>2</sub>	5.5	1.79	2.47
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.2	3.46	3.67
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		12.82	9.25	4.3
	A <sub>1</sub> + A <sub>vj</sub> /4		12.12	6.7	6.22
	A <sub>2</sub> + A <sub>vj</sub> /4		8.71	4.10	3.75
	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	6.16	3.39	3.39
		Bonde2	4.62	2.36	2.36
	Choix des barres /nappe	Bonde1	4HA14	3HA12	3HA12
		Bonde2	3HA14	3HA10	3HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	15	15
		Bonde2	15	20	20
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.11	1.70	1.55
	Choix des barres /ml		4HA10	4HA8	4HA8
A <sub>t</sub> (cm)		4 epaingle de HA8/m			
<b>Vérification des contraintes à l'ELS</b>	Contraintes (MPa)	$\tau_u$	0.462	0.404	0.177
		$\tau_b$	0.647	0.565	0.248
		$\sigma_b$	2.06	1.73	0.83

VL2: L =1 m

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques Géométrique	L (m)	1	1	1	
	e (cm)	0.2	0.2	0.2	
	B (m <sup>2</sup> )	0.2	0.2	0.2	
	I(m)	0.0166	0.0166	0.0166	
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (MPa)	3543.26	2231.49	2251.95	
	$\sigma_{min}$ (MPa)	-7024.94	-5045.01	-3446.65	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (Kn)	396.35	71.44	44.84	
	Nser(Kn)	603.24	489.67	239.25	
	L <sub>t</sub> (m)	0.67	0.7	0.6	
	L <sub>c</sub> (m)	0.34	0.3	0.4	
	d(m)	0.23	0.2	0.27	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N <sub>1</sub>	135.01	76.50	94.24
		N <sub>2</sub>	53.52	31.88	33.44
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	3.38	1.91	2.36
		A <sub>2</sub>	1.34	0.80	0.84
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		2.4	2.1	2.8
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		15.26	2.75	1.73
	A <sub>1</sub> + A <sub>vj</sub> /4		7.20	2.60	2.80
	A <sub>2</sub> + A <sub>vj</sub> /4		5.15	1.49	1.27
	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	3.39	1.57	1.57
		Bonde2	3.39	0.79	0.79
	Choix des barres /nappe	Bonde1	3HA12	2HA10	2HA10
		Bonde2	3HA12	1HA10	1HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	25	25
		Bonde2	10		
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		1.8	0.65	0.7
	Choix des barres /ml		4HA8	2HA8	2HA8
	A <sub>t</sub> (cm)		4 epaingle de HA8/m		
Vérification des contraintes à l'ELS	Contraintes (MPA)	$\tau_u$	1.914	0.198	0.09
		$\tau_b$	2.68	0.277	0.129
		$\sigma_b$	2.8	2.39	1.16





# CHAPITRE VI

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

## VI.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action des sollicitations dues à la superstructure, et les sollicitations dues au sol.

La reconnaissance géologique et géotechnique du sol est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

- **Fondations profondes**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

## VI.2 Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars sur un profond de 1m.

## VI.3 Choix du type de fondation

le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- La profondeur des bonnes couches du sol
- Le tassement du sol
- Le mode de construction de la structure

Dans notre cas on aura choisi entre des semelles isolées, filantes et un radier général selon les résultats du dimensionnement

### VI.3.1 Dimensionnement

#### a) Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{\max}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux de sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

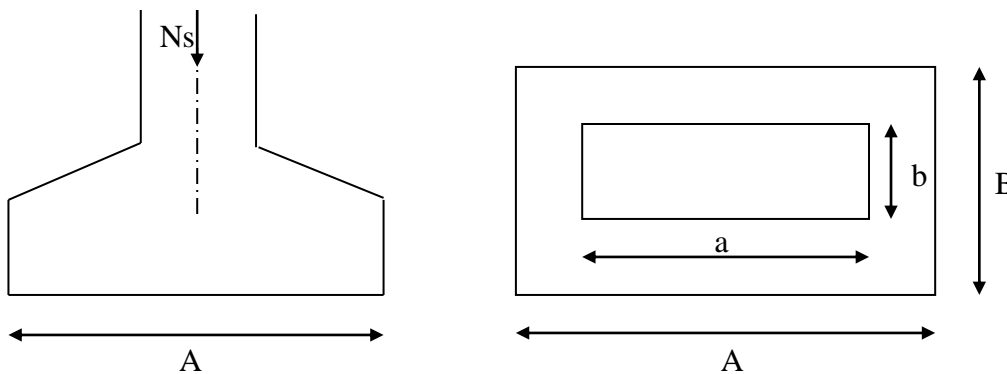
Avec :

$\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol

$N_{\text{ser}}$  : effort normal à l'ELS

A : largeur de la semelle

B : longueur de la semelle



**Figure X.1** : schéma de la semelle isolée

Homothétie des dimensions :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 \Rightarrow A = B$  poteau rectangle

$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{\text{ser}} = 1281.16 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1281.26}{200}} = 2.53 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2.53 \text{ m}$$

#### Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

#### b) Semelles filantes

##### ➤ Semelles filantes sous voiles

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort  $N_s$  par la condition la plus défavorable.

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

$\sigma_{\text{SOL}}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	594.99	1.5	1.983	2.974
VL2	783.2	1	3.916	3.916
VL3	716.74	1	3.583	3.583
VL4	531.8	1.5	1.772	2.659
VL5	166.49	1.8	0.462	0.832
VL6	602.83	1.5	2.009	3.014
VL7	646.5	1.5	2.155	3.232
VL8	520.22	1	2.601	2.601
VL9	401.35	1	2.0067	2.0067
				24.82

Tableau VI.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S =B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	594.999	2.7	1.101	2.974
VT2	602.83	2.7	1.116	3.014
VT3	531.8	2.7	0.984	2.659
VT4	646.5	2.7	1.197	3.232
VT5	147.48	1.55	0.475	0.737
VT6	166.49	1.55	0.537	0.832
				13.45

Tableau X.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$$S_v = \sum S_i = 38.271 \text{ m}^2$$

Avec :

$S_v$  : Surface totale des voles.

➤ **Semelles filantes sous poteaux :**

✓ **Hypothèses de calcul :**

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etape du calcul :**

- détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .
- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

si :  $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

Si :  $e \geq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique E)

Poteaux	$N_s$	$e_i$	$N_s \times e_i$	$M_i$
1	691.899	4.8	3321.1152	0.043
2	876.215	2.1	1840.0515	-5.435
3	989.911	-0.6	-593.9466	0.514
4	1155.201	-4.8	-5544.965	0.663
$\sum$	3713.226	/	-977.7447	-4.215

Tableau VI.3 : détermination de la résultante des charges

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-977.744 - 4.215}{3713.226} = -0.26\text{m}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3713.226}{9.6} \left( 1 + \frac{6 \times (-0.26)}{9.6} \right) = 322.864 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3713.226}{9.6} \left( 1 - \frac{6 \times (-0.26)}{9.6} \right) = 450.724 \text{ KN/m}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3713.226}{9.6} \left( 1 + \frac{3 \times (-0.26)}{9.6} \right) = 354.829 \text{ KN/m}$$

détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{354.829}{200} = 1.774\text{m}$$

On prend  $B = 1.8\text{m}$

On aura donc  $S = 1.8 \times 9.6 = 17.28\text{m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = (17.28 \times 3) + (1.8 \times 12.65 \times 3) = 121.77\text{m}^2$$

Conclusion :

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 121.77 + 38.271 = 160.041\text{m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 171.02\text{m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{160.041}{171.02} = 0.9$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 90 %

**Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

#### VI.4. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

##### VI.4.1. Pré dimensionnement du radier :

###### ➤ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25\text{ cm}$ )

###### ➤ Selon la condition forfaitaire :

✓ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,575 \leq h \leq 0,92$$

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de  $h = 85\text{cm}$ .

✓ **Sous poteaux :**

**-Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{420}{20} = 21\text{cm}$$

Soit  $h_d = 30\text{ cm}$

**-Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42\text{cm}$$

Soit  $h_n = 85\text{ cm}$

Et :  $0.4 h_n \leq b_n \leq 0.5 h_n$

$34 \leq b_n \leq 59$

Soit :  $b_n = 50\text{ cm}$

➤ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  **$K = 40\text{ MPa}$**  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86\text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,20\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,82\text{m}$$

**Conclusion :**

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 85 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$$

**X.4.2.determination de la surface du radier****➤ Détermination des efforts :**

$$\text{ELU: } N_u = 37709.73 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 27543.82 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{37709.73}{1,33 \times 200} = 141.765 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{27543.82}{1,33 \times 200} = 103.548 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 171.87 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 141.765 \text{ m}^2$$

**Remarque**

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$h_{\text{deb}} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{85}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 42.5 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de  $h_{\text{deb}} = 45 \text{ cm}$

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}} = 171.87 + 25.695 = 197.565 \text{ m}^2$$

**X.4.3.Calcul des efforts à la base du radier****➤ Charges permanentes****Poids du radier :**

$P_{\text{rad}} =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de la dalle flottante

$$P_{\text{rad}} = (0,3 \times 25 \times 197.565) + (0,5 \times 0,55 \times 136.65 \times 25) + (197.565 \times 0,1 \times 25) = 2915.122 \text{ KN}$$

D'où la charge permanente apportée sur le radier est :

$$G_T = P (\text{superstructure}) + P (\text{infrastructure})$$

$$G_T = 24040.42 + 2915.122 = 26955.542 \text{ KN}$$

**➤ Charge d'exploitation apportée sur le radier**

$Q_{\text{radier}} =$  surcharge x surface de radier

$$Q_{\text{radier}} = 1 \times 197.565 = 197.565 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{batiment}} = 197.565 + 3503.45 = 3701.01 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action**

A 'Elu :  $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 41941.496 \text{ KN}$

A' EIS :  $N_s = G + Q = 30656.552 \text{ KN}$

**VI-4-4.) Vérifications :**

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$b=1 \text{ m}$ ,  $d=0,9h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{41941.496 \times 1}{197.565} \times \frac{4.2}{2} = 445.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{445.81 \times 10}{100 \times 27} = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$

➤ **Vérification de stabilité du radier**

Elle consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier, sollicité par les efforts suivants :

-efforts normaux dus aux charges verticales

- effort de renversement du au séisme.

$M = M_0 + T_0 h$

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure

$T_0$  : effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 7.2 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 4.39 \text{ m}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

diagramme des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$

A l'ELS :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$  ;  $1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$

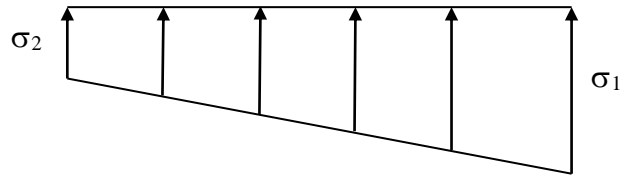


Figure VI.1 Diagramme des contraintes

✓ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 1170.83 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 3117.39 \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des moments**

$M_x = 18070.654 + (1587.83 \times 0.85) = 19420.39 \text{ KN.m}$

$M_y = 20813.966 + (1586.51 \times 0.85) = 22162.49 \text{ KN.m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	ELU			ELS			Obs
	$\sigma_1(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_m(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_1(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_m(\text{KN/m}^2)$	
<b>X-X</b>	257.14	167.44	234.71	189.07	121.27	172.12	<b>OK</b>
<b>Y-Y</b>	295.83	129.2	253.83	217.69	92.65	186.43	<b>OK</b>

➤ **Vérification au poinçonnement**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

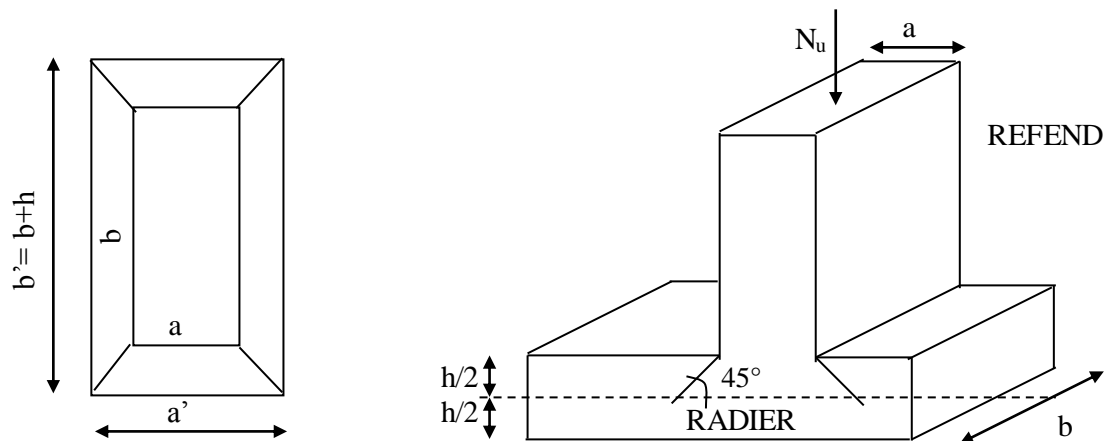


Figure VI.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

### Calcul du périmètre utile $\mu_c$

- **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,50 + 0,50 + 2 \times 0,85) = 5.4 \text{ m}$$

$$N_u = 1758.6 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 5.4 \times 0,7 \times 25000 = 3442.5 \text{ KN}$$

- **Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,85) = 5.8 \text{ m}$$

$$N_u = 823.68 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 0,85 \times 5,8 \times 25000 = 3697.5 \text{ KN}$$

### VI.4.2. Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Le radier fonctionne comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

#### Les contraintes prises en compte dans les calculs :

Pour le calcul de ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$L' \text{ ELU} : \sigma_m^{max} = \max(253.83 ; 234.71) = 253.83 \text{ KN/m}^2$$

$$L' \text{ ELS} : \sigma_m^{max} = \max(186.43 ; 172.12) = 186.43 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 253.83 - \frac{2915.115}{197.565} = 239.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 186.43 - \frac{2915.115}{197.565} = 171.67 \text{ KN/m}^2$$

### a) ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, a fin de simplifier les calcul, on considéera le panneau le plus sollicité, et en généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

#### • Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{4.2} = 0,83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases}$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Panneau	Lx	Ly	$\alpha=Lx/Ly$	ELU		ELS	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
1	3.5	4.2	0.83	0.0531	0.649	0.0599	0.765

#### • Calcul des moments isostatiques :

Les moments isostatiques dans les directions sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_x \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

		ELU (qu en KN/m)		ELS (qs en KN/m)	
		239.07		171.67	
Panneau	Lx	Mox	Moy	Mox	Moy
1	3.5	155.50	100.92	125.96	96.36

#### Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leur affectant un coefficient de (0,5) au appuis et (0,75) en travée

$$\begin{aligned} \text{Moments sur appuis : } M_{ax} &= 0.5 \times 155.5 = 77.75 \text{ KN.m} \\ M_{ay} &= 0.5 \times 100.92 = 50.46 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Moments en travées : } M_{tx} &= 0.75 \times 155.5 = 116.62 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0.75 \times 100.92 = 75.69 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

#### Ferrailage du panneau :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bonde de 1ml

Avec :  $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 30\text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} \quad \mu_b = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}},$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{(\beta d f_e / \gamma_s)} \quad , \quad A_a = \frac{M_{ua}}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

Sens	Comb.	....	Mu	$\mu$	$\mu l$	Osb	$\beta$	Amin	As	A.adop	St(cm2)
X-X	ELU	Appuis	77.75	0.069	0.392	SSA	0.963	2.592	8.28	7HA14	14
		Travée	116.62	0.104	0.392	SSA	0.945	2.592	12.66	7HA16	14
Y-Y	ELU	Appuis	50.46	0.045	0.392	SSA	0.977	2.592	5.3	7HA10	14
		Travée	75.69	0.067	0.392	SSA	0.965	2.592	8.04	7HA14	14

TableauVI.4 : tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

Sens	Zone	Ms (KN.m)	$\rho$	$\beta$	K	1/k	As(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	obs
X-X	Appuis	62.98	0.385	0.9045	37.08	<b>0.026</b>	10.78	230.683	6.221	cv
	Travée	94.47	0.502	0.8925	31.73	<b>0.031</b>	14.07	268.678	8.467	cv
Y-Y	Appuis	48.18	0.196	0.928	54.44	<b>0.018</b>	5.5	337.130	6.192	cv
	Travée	72.27	0.282	0.916	44.552	<b>0.022</b>	7.72	364.995	8.192	cv

TableauVI.5 : vérification des contraintes

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 26 \times \frac{2.1}{400} = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) **Ferraillage du débord**

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferraillage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

c) **Etude de la nervure**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervure (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) **Chargement simplifié admis**

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément répartie et le calcul devient classique.

• **Charge trapézoïdale**

$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

• **Charge triangulaire**

$$l_m = 0.333 l_x$$

$$l_t = 0.25 l_x$$

**Charge à considéré**

✓ **Sens transversale**

$$q_{Mu} = q_u \times l_m = 239.07 \times 1.39 = 332.3 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \times l_m = 171.67 \times 1.39 = 238.62 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times l_m = 239.07 \times 1.06 = 251.02 \text{ KN/ml}$$

✓ **Sens longitudinal**

$$q_{Mu} = q_u \times l_m = 239.07 \times 1.16 = 278.63 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \times l_m = 171.67 \times 1.16 = 199.13 \text{ KN/ml}$$

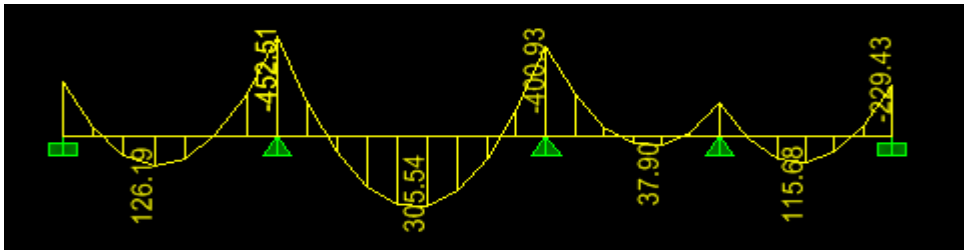
$$q_{Tu} = q_u \times l_m = 239.07 \times 0.875 = 209.186 \text{ KN/ml}$$

• **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**

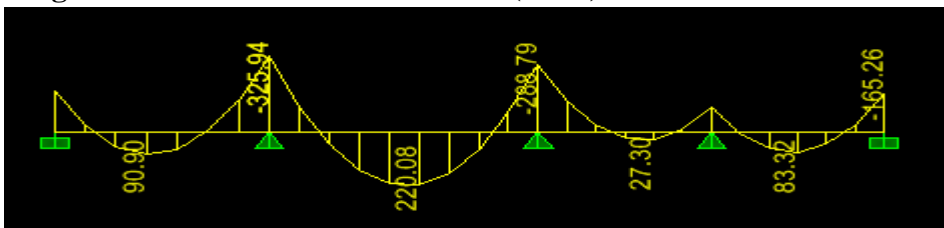
✓ **Sens transversal**

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel ETABS.

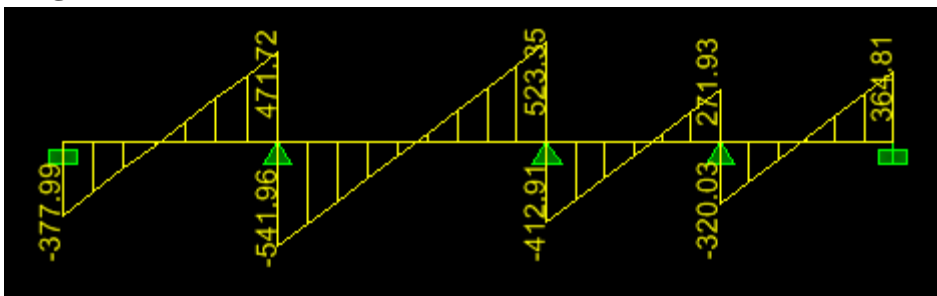
**Diagramme des moments fléchissant ( ELU)**



**Diagramme des moments fléchissant ( ELS)**



**Diagramme des efforts tranchants**



✓ Sens longitudinal

Diagramme des moments fléchissant ( ELU)

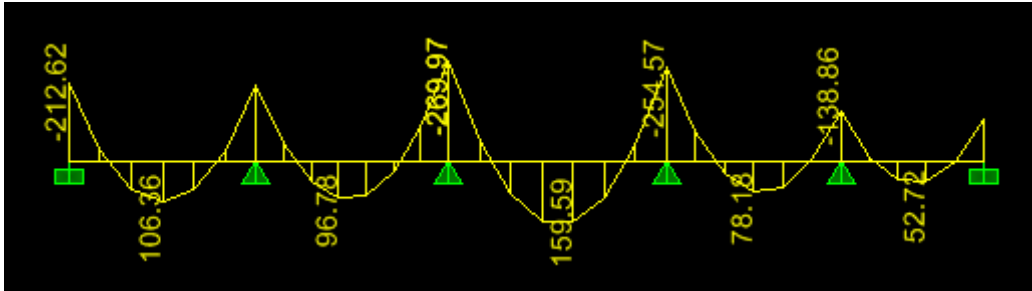


Diagramme des moments fléchissant ( ELS)

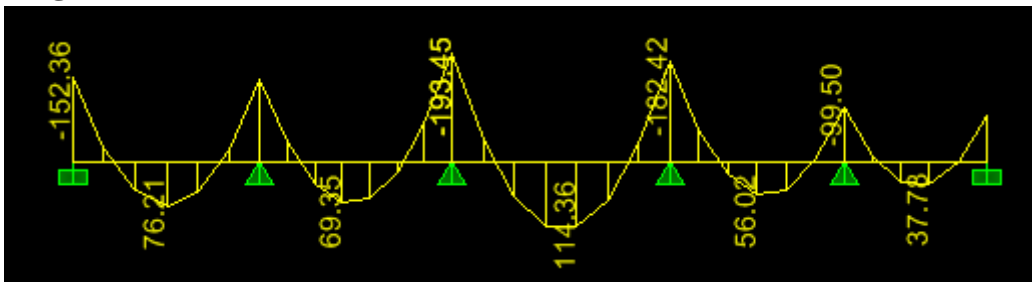
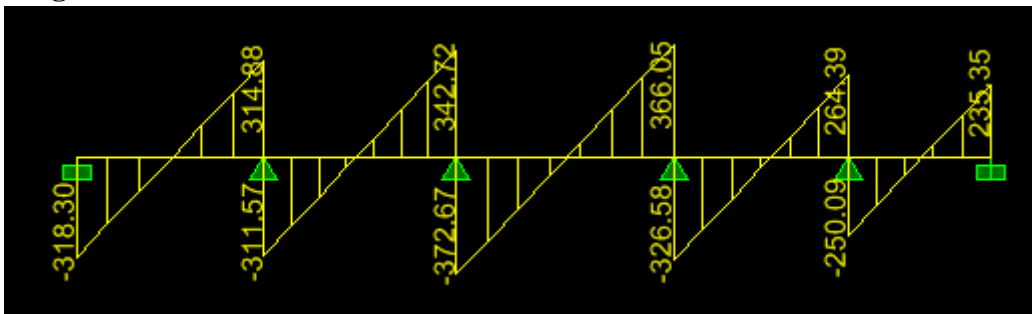


Diagramme des efforts tranchants



1-Ferraillage de la nervure :

Le ferraillage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Efforts internes	Sens longitudinal	Sens transversal
$M_{tu}$ (KN.m)	159.59	305.54
$M_{au}$ (KN.m)	269.97	452.51
$M_{ts}$ (KN.m)	114.36	220.08
$M_{as}$ (KN.m)	183.45	325.94
$T_u \max$ (KN)	372.67	541.96

Tableau VI.6 : les moments maximales dans les deux sens

$b = 50 \text{ cm} ; d = 82 \text{ cm} ; h = 85 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm}$

- **Sens longitudinal**

➤ Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = 269.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{227.17 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,056 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{269.17 \times 10^3}{0,971 \times 82 \times 348} = 9.74 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20 = 12.56 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 25 cm

➤ En travée :

$$M_t = 152.27 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{159.59 \times 10^3}{50 \times 82^2 \times 14,2} = 0,033 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{159.59 \times 10^3}{0,981 \times 82 \times 348} = 5.69 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>/ml. Avec : S<sub>t</sub> = 25 cm.

- **Sens transversal**

➤ Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = 452.51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{452.51 \times 10^3}{50 \times 82^2 \times 14,2} = 0,091 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,091 \rightarrow \beta = 0,95$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{452.51 \times 10^3}{0,95 \times 72 \times 348} = 16.69 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA20 = 21.99 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec :  $S_t = 16\text{cm}$

➤ En travée :

$$M_t = 305.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{305.54 \times 10^3}{50 \times 82^2 \times 14,2} = 0,064 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,064 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{305.54 \times 10^3}{0,974 \times 82 \times 348} = 11.08 \text{ cm}^2$$

Soit :  $6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Avec :  $S_t = 16 \text{ cm}$ .

**c) Vérifications à l'ELU:**

**1) Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 82 \times 2,1}{400} = 4.95 \text{ cm}^2$$

Ferrailage	Sens transversal	Sens longitudinal	condition
Aux appuis	21.99	12.56	CV
En travée	12.06	8.04	CV

➤ **Armatures transversales :**

✓ Espacement des armatures

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{21.25 ; 19,2\} = 19.2 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$  : en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$  : en zone courante

✓ Armatures transversale minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.4$$

Soit :  $A_t = 6 \text{ HA } 8 = 3,02 \text{ cm}^2$  (2 cadre et un étrier)

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 541.96 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{541.96 \times 10^3}{500 \times 820} = 1.32 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

La contrainte de compression dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs	
<b>Sens x-x</b>	Travée	114.36	8.04	0.196	0.216	0.928	54.44	186.92	3.43	15	Ok
	Appui	183.45	12.56	0.306	0.261	0.913	42.47	195.093	4.59	15	Ok
<b>Sens y-y</b>	Travée	220.08	12.06	0.294	0.255	0.915	43.82	243.219	5.55	15	Ok
	Appui	325.94	21.99	0.536	0.327	0.891	30.87	202.871	6.571	15	Ok

Tableau VI.7 : vérification des contraintes dans le béton

## CONCLUSION

Ce travail nous a permis de voir et de connaître les différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

Parmi ces différents problèmes on peut citer, la conception, car il est primordial de bien concevoir une structure, de bien disposer et dimensionner les voiles pour avoir une bonne répartition des efforts, ce qui va nous éviter des désagréments par la suite.

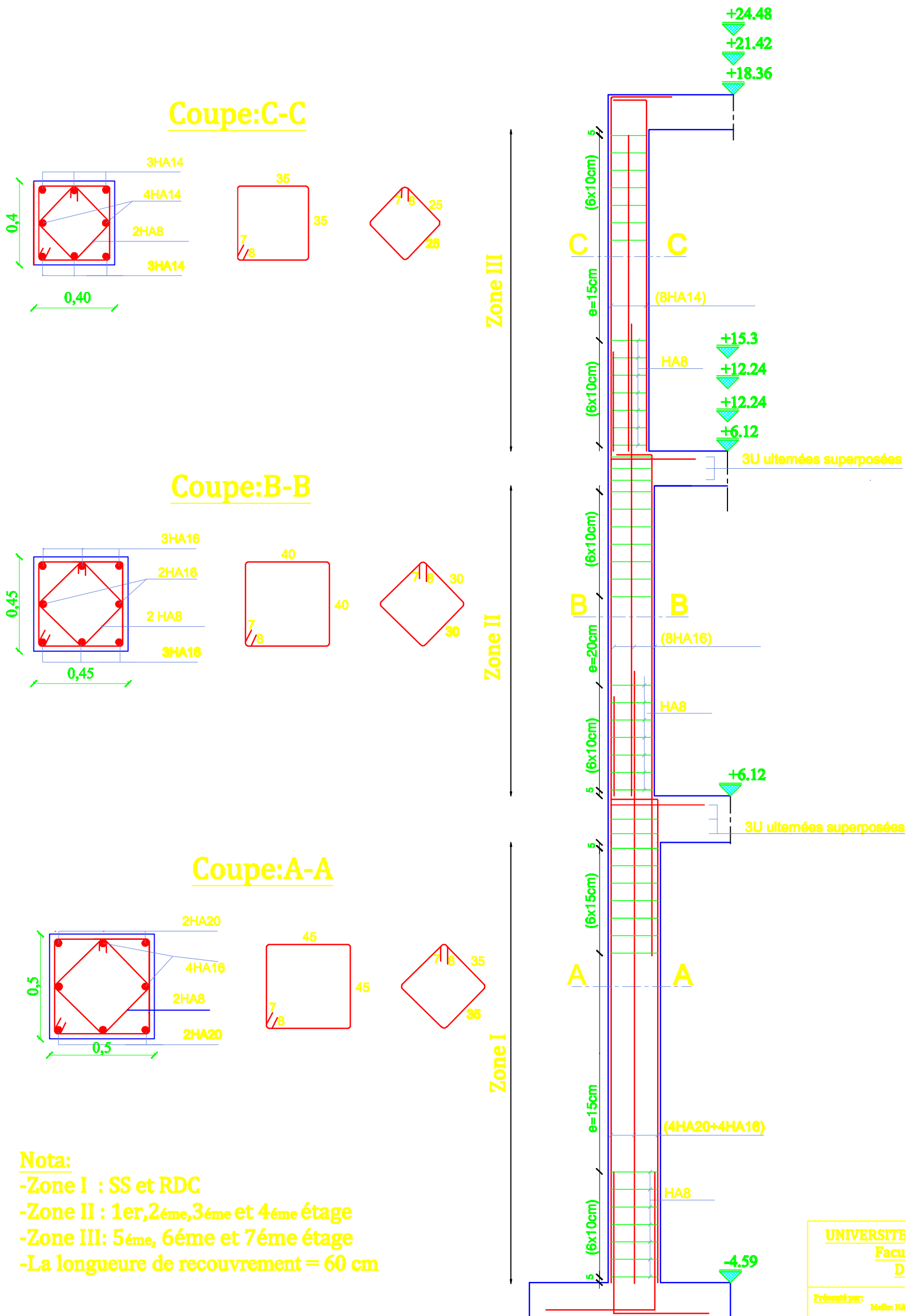
Mais dans toute cette équation complexe, l'élément le plus prépondérant est le facteur expérience qui est vraiment indispensable.

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisant, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace à déceler et résoudre les différents problèmes.

En dernier, ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- Règles parasismique algérienne (RPA 99/2003)
- Règles du béton armé aux états limites ( BAEL 99)
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2 ) : charges permanentes et charges d'exploitation.
- Formulaire de béton armé (Tomes 1 et 2 de Victor DAVIDOVICI )
- Cours et TD (béton, MDS et RDM)
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes



**Nota:**

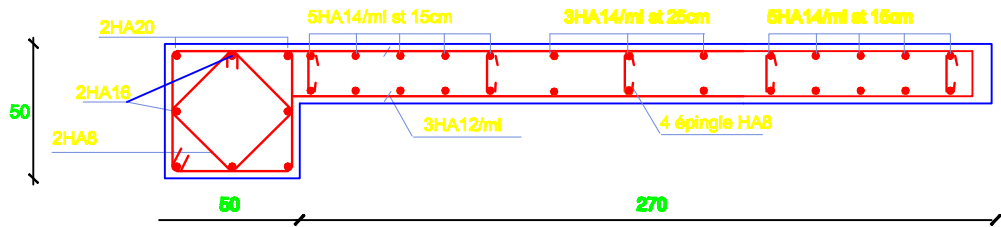
- Zone I : SS et RDC
- Zone II : 1er, 2ème, 3ème et 4ème étage
- Zone III: 5ème, 6ème et 7ème étage
- La longueur de recouvrement = 60 cm

**FERRAILLAGE DES POTEAUX**

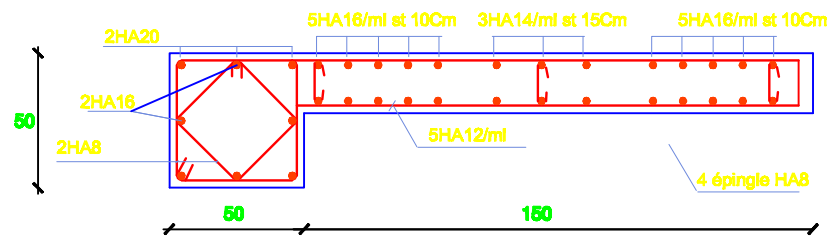
<b>UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU</b> Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil	
Présenté par: Mlle: HAMDANI KAMELIA Mlle: RAHMI CYLIA	TITRE : Ferrailage des poteaux
Encadré par: Mme: SAIBN	
PROMOTION 2018/2019	Echelle:

**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX-**

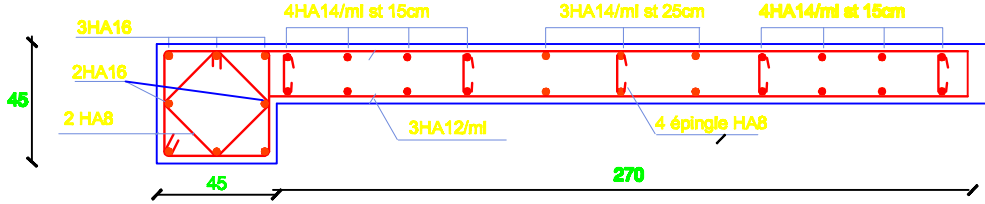
*Volles VT1 en zone I*



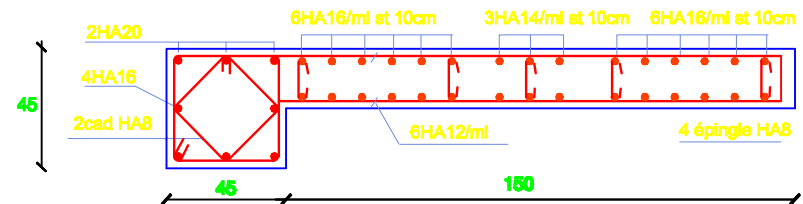
*Volles VT2 en zone I*



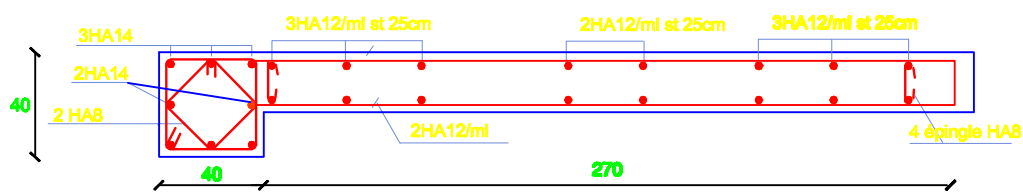
*Volles VT1 en zone II*



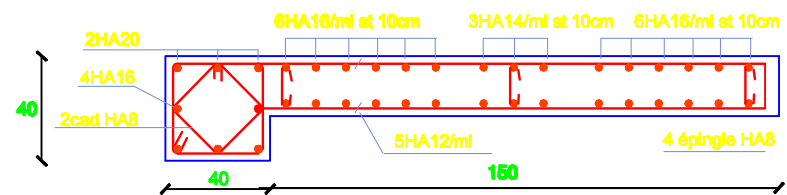
*Volles VT2 en zone II*



*Volles VT1 en zone III*



*Volles VT2 en zone III*



**Nota:**

- Zone I : SS et RDC
- Zone II : 1er, 2ème, 3ème et 4ème étage
- Zone III: 5ème, 6ème et 7ème étage

**UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

**Péparé par :**  
 -HAMDANI KAMELIA  
 -RAHMI CYLIA

**TITRE:**  
 ferrailage des voiles

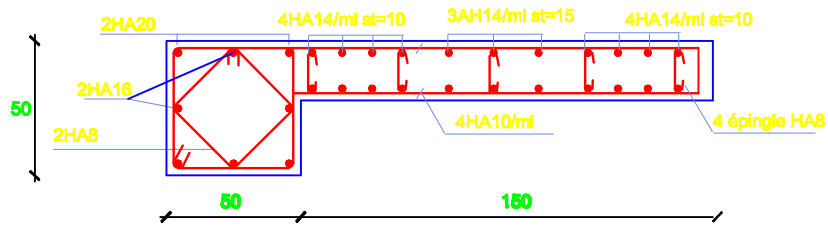
**Etudlé par :**  
 Mme : SAIB . N

**PROMOTION : 2018/2019**

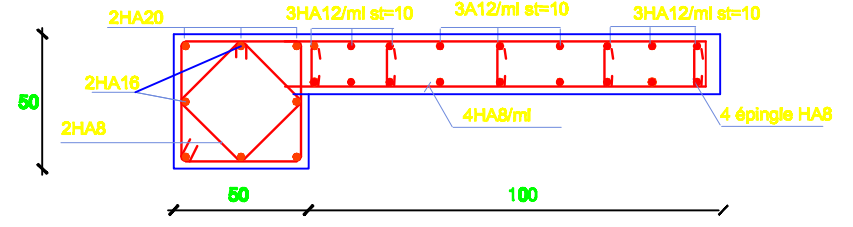
**Echelle :**

**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX-**

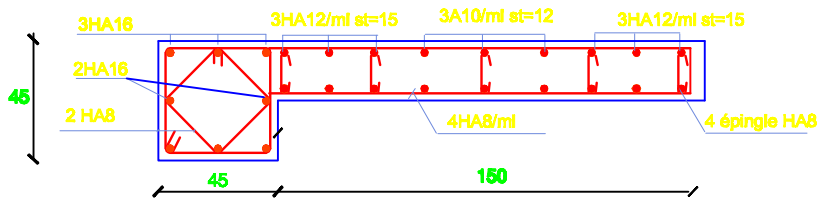
*Voiles VL1 en zone I*



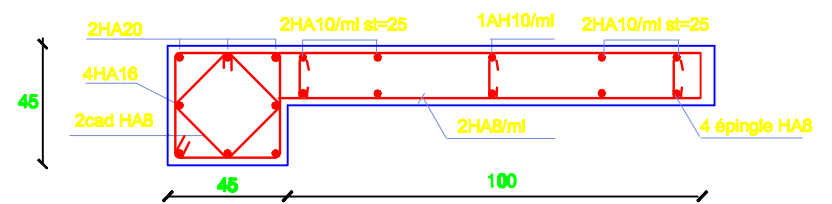
*Voiles VL2 en zone I*



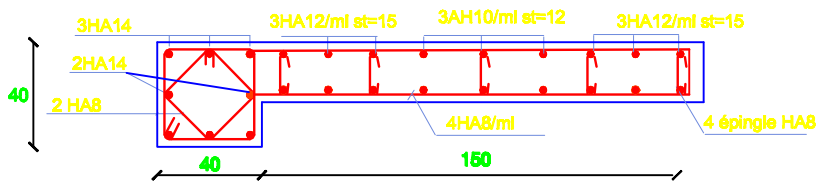
*Voiles VL1 en zone II*



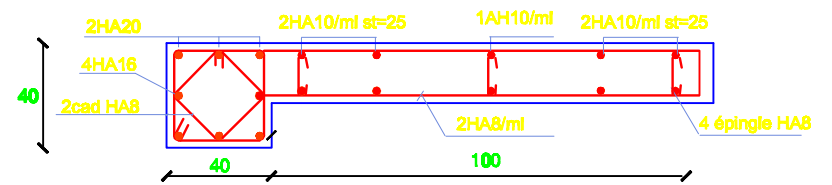
*Voiles VL2 en zone II*



*Voiles VL1 en zone III*



*Voiles VL2 en zone III*



**Nota:**

- Zone I : SS et RDC
- Zone II : 1er, 2ème, 3ème et 4ème étage
- Zone III: 5ème, 6ème et 7ème étage

**UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

**Péparé par :**  
 -HAMDANI KAMELIA  
 -RAHMI CYLIA

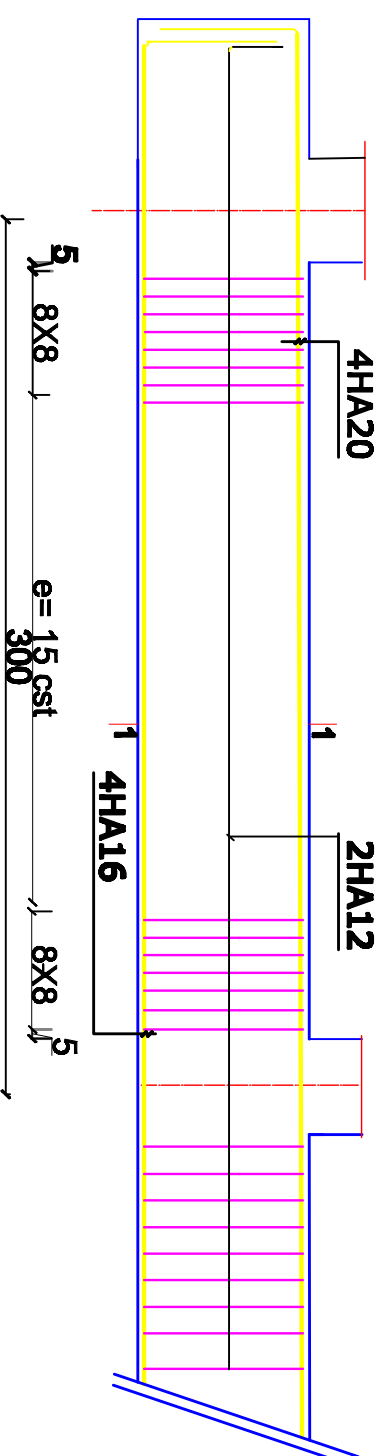
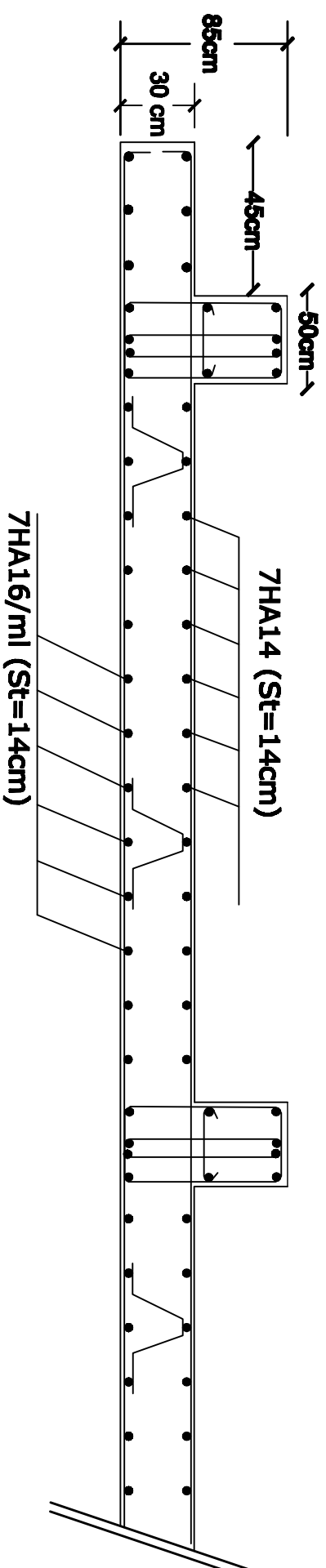
**TITRE:**

**Etudlé par :**  
 Mme : SAIB . N

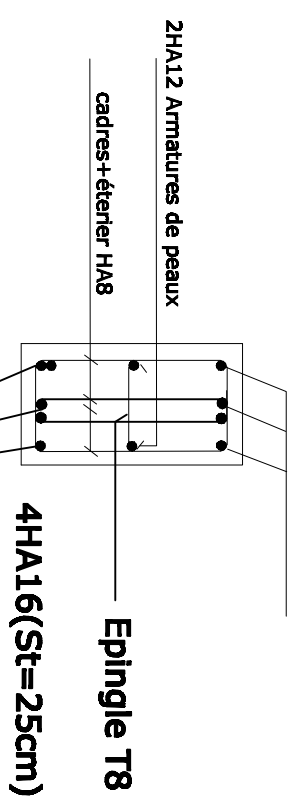
**ferrailage des voiles**

**PROMOTION : 2018/2019**

**Echelle :**

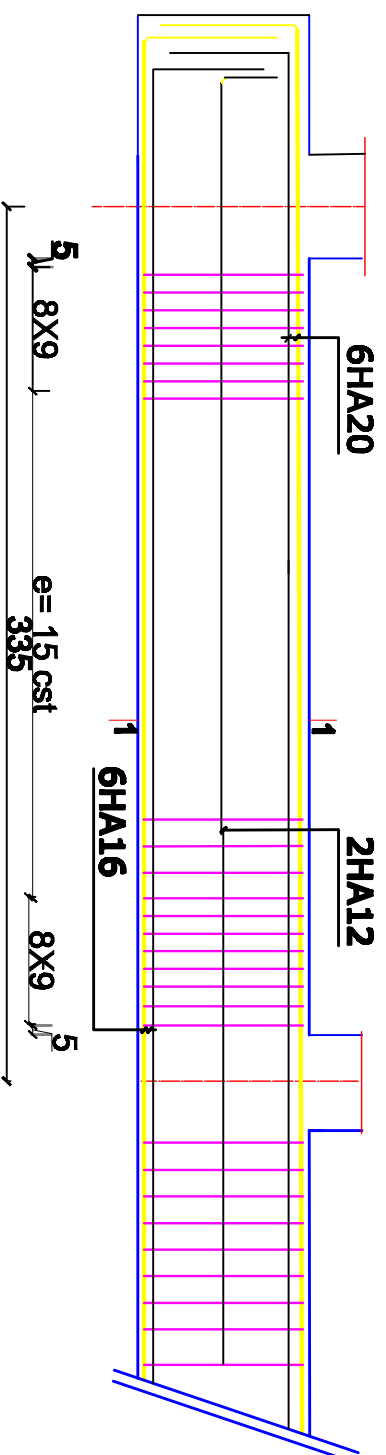
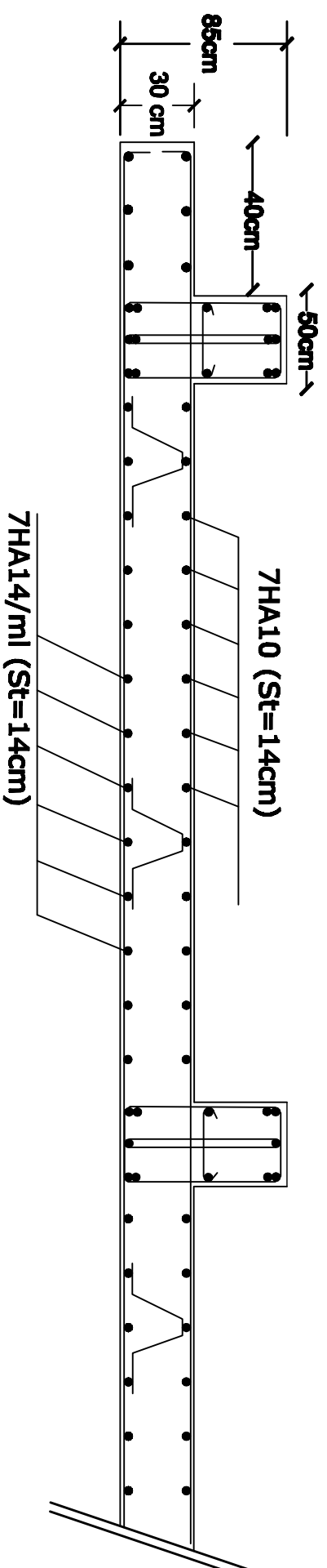


**COUPE 1-1**  
4HA20 (St=25cm)

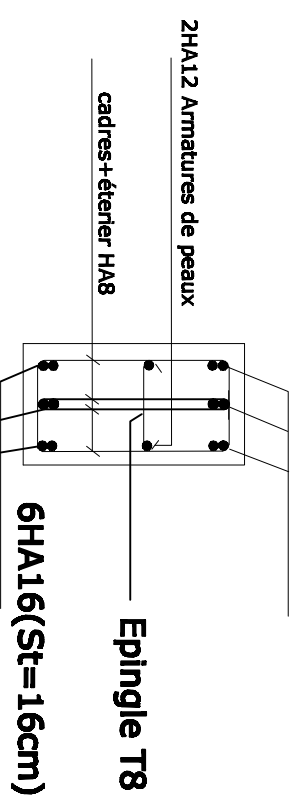


## Ferrailage du radier général dans le sens X-X

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Ferrailage du radier général	
Présenté par : Melle: RAHMI CYLIA Melle: HAMDANI KAMELIA	
Encadré par : Mme: SAIB.N	
PROMOTION: 2018/2019	Echelle :

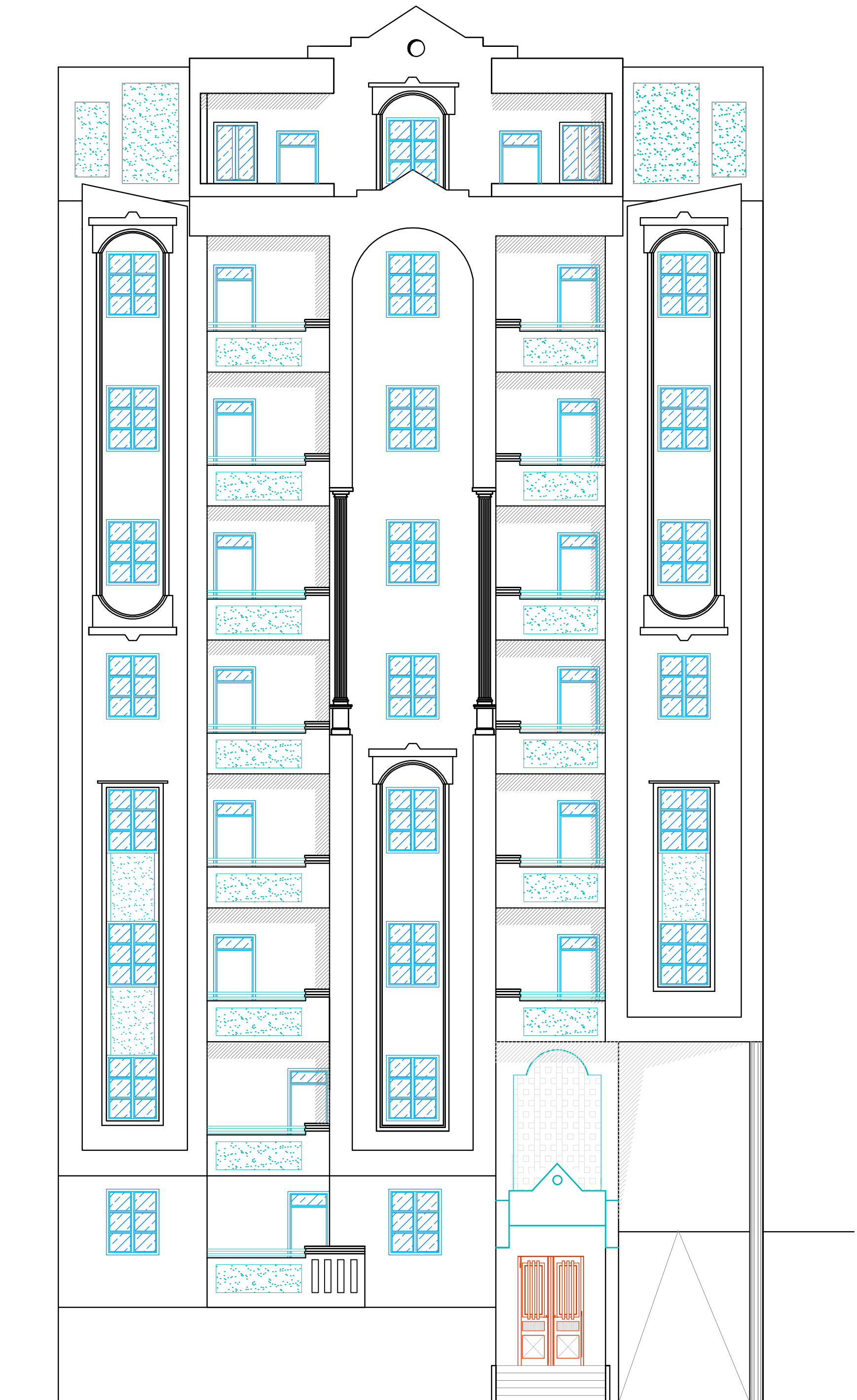


**COUPE 1-1**  
6HA20 (St=16cm)

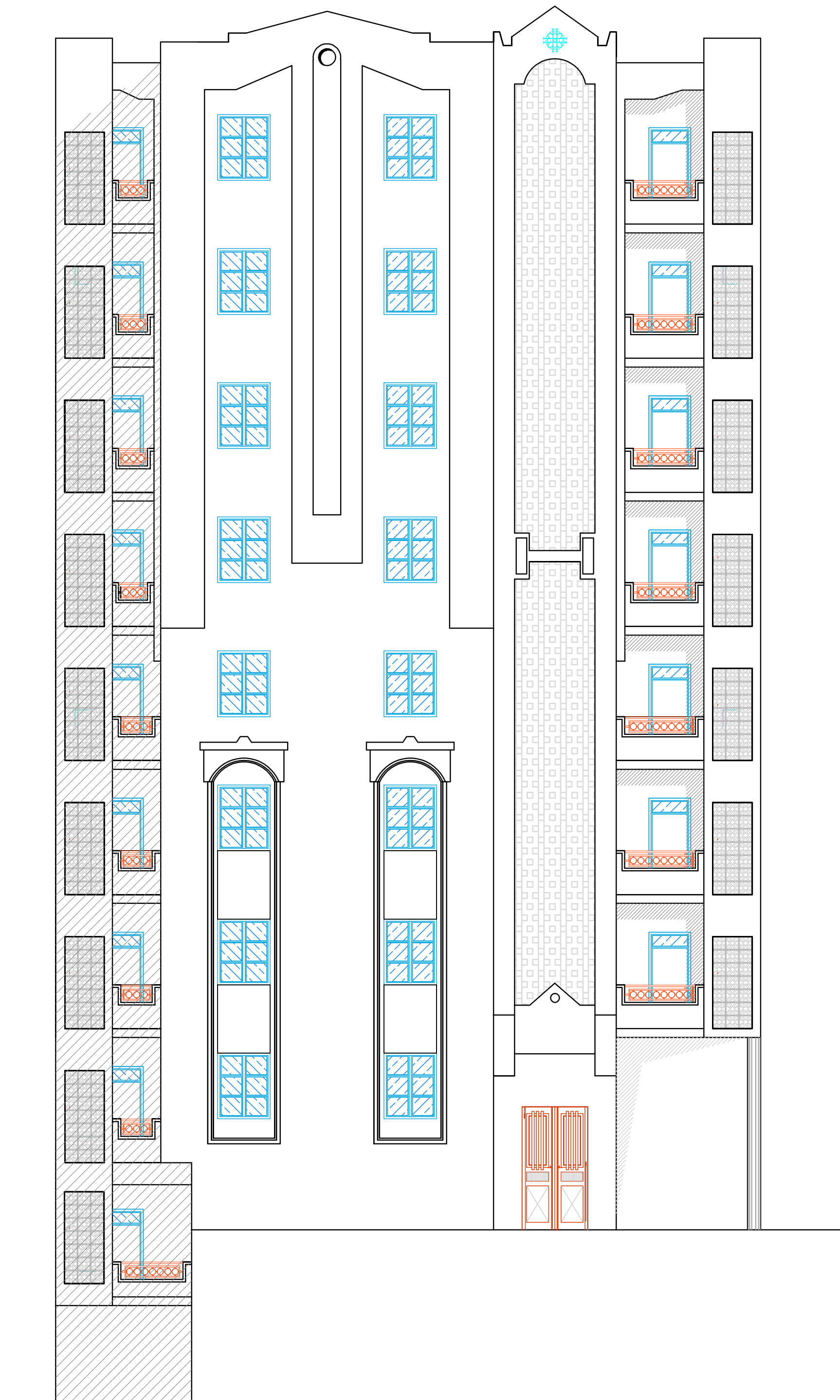


## Ferrailage du radier général dans le sens Y-Y

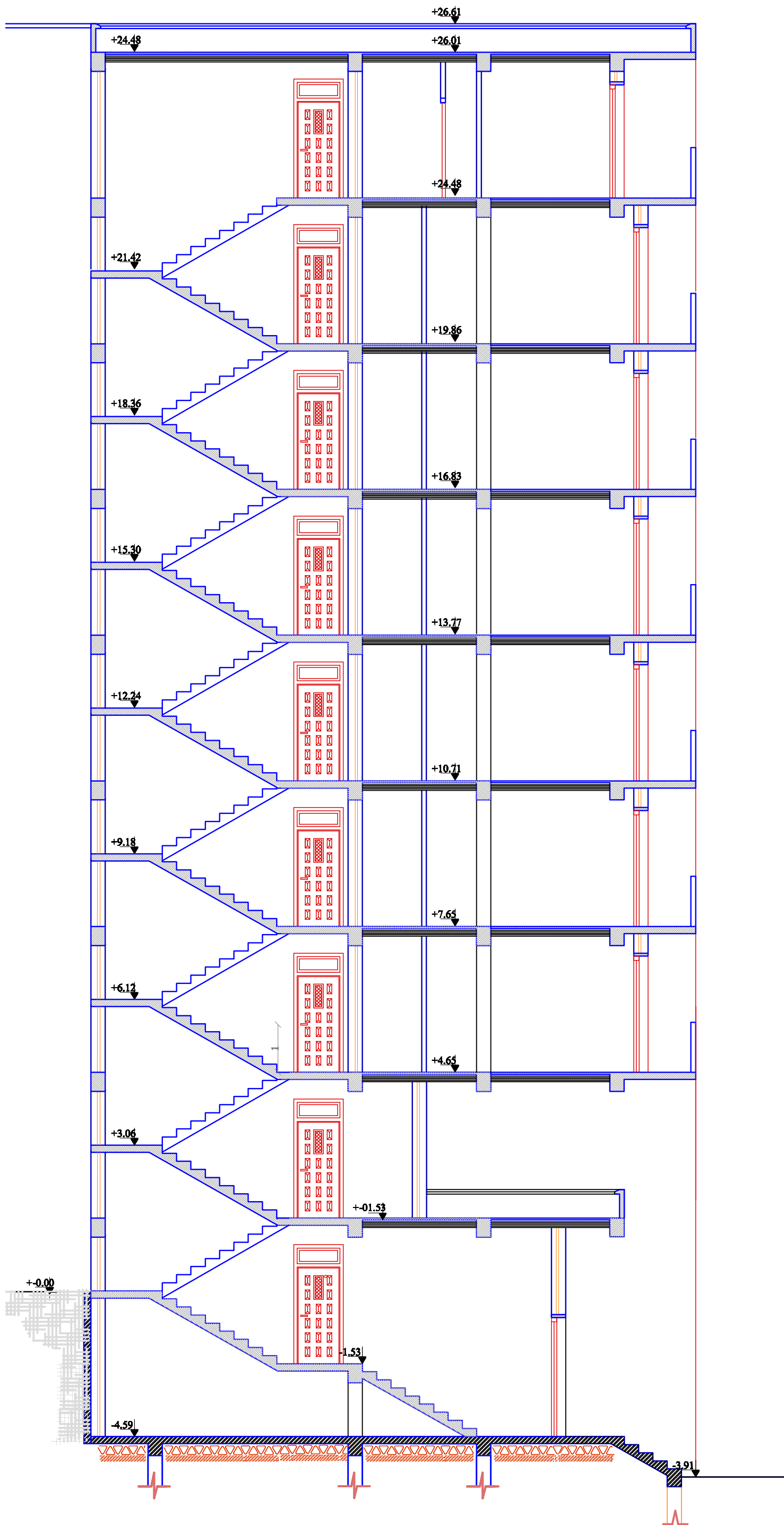
Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Ferrailage du radier général	
Présenté par : Melle: RAHMI CYLIA Melle: HAMDANI KAMELIA	
Encadré par : Mme: SAIB.N	
PROMOTION: 2018/2019	Echelle : 1/25



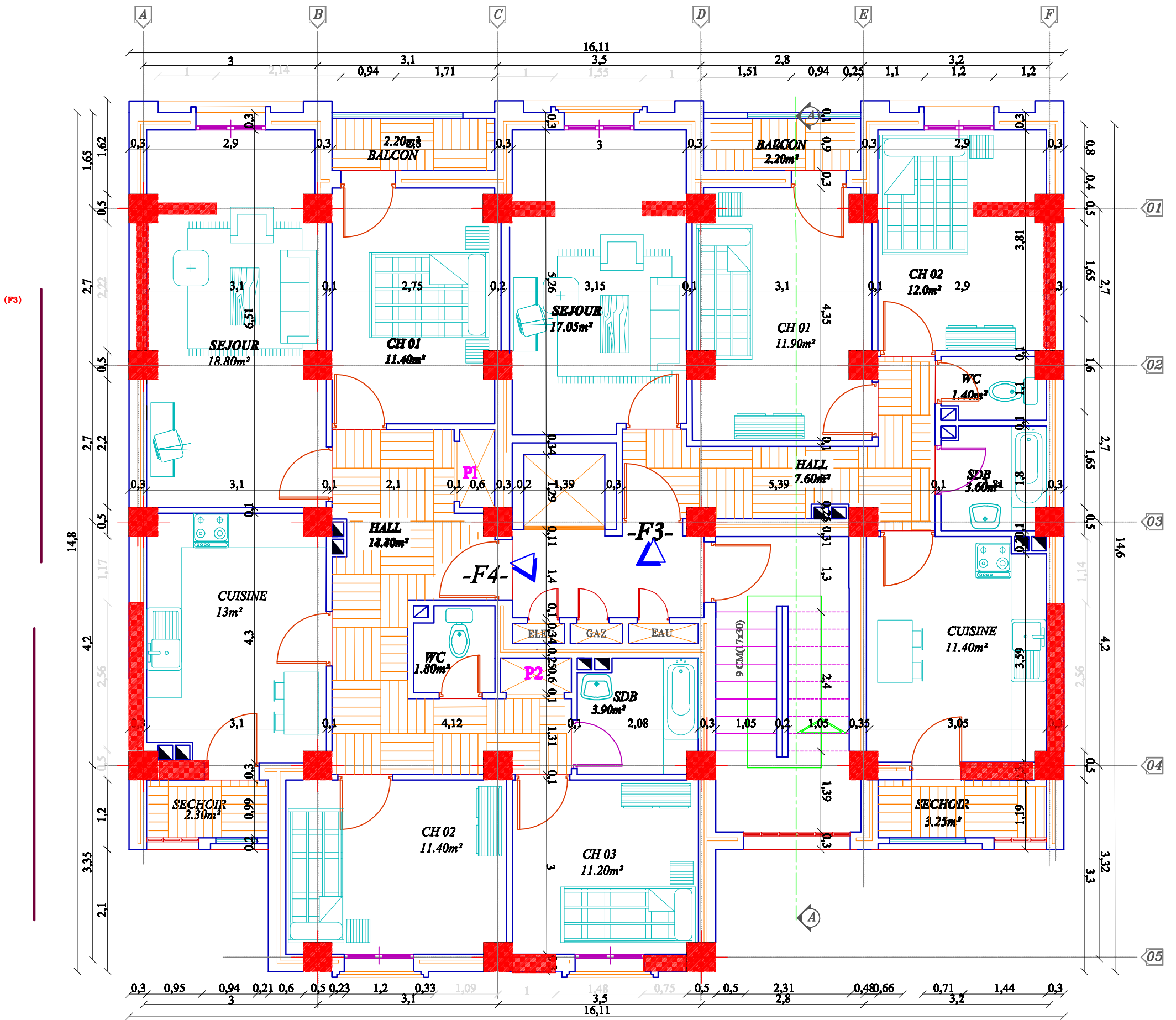
**FAÇADE PRINCIPALE**



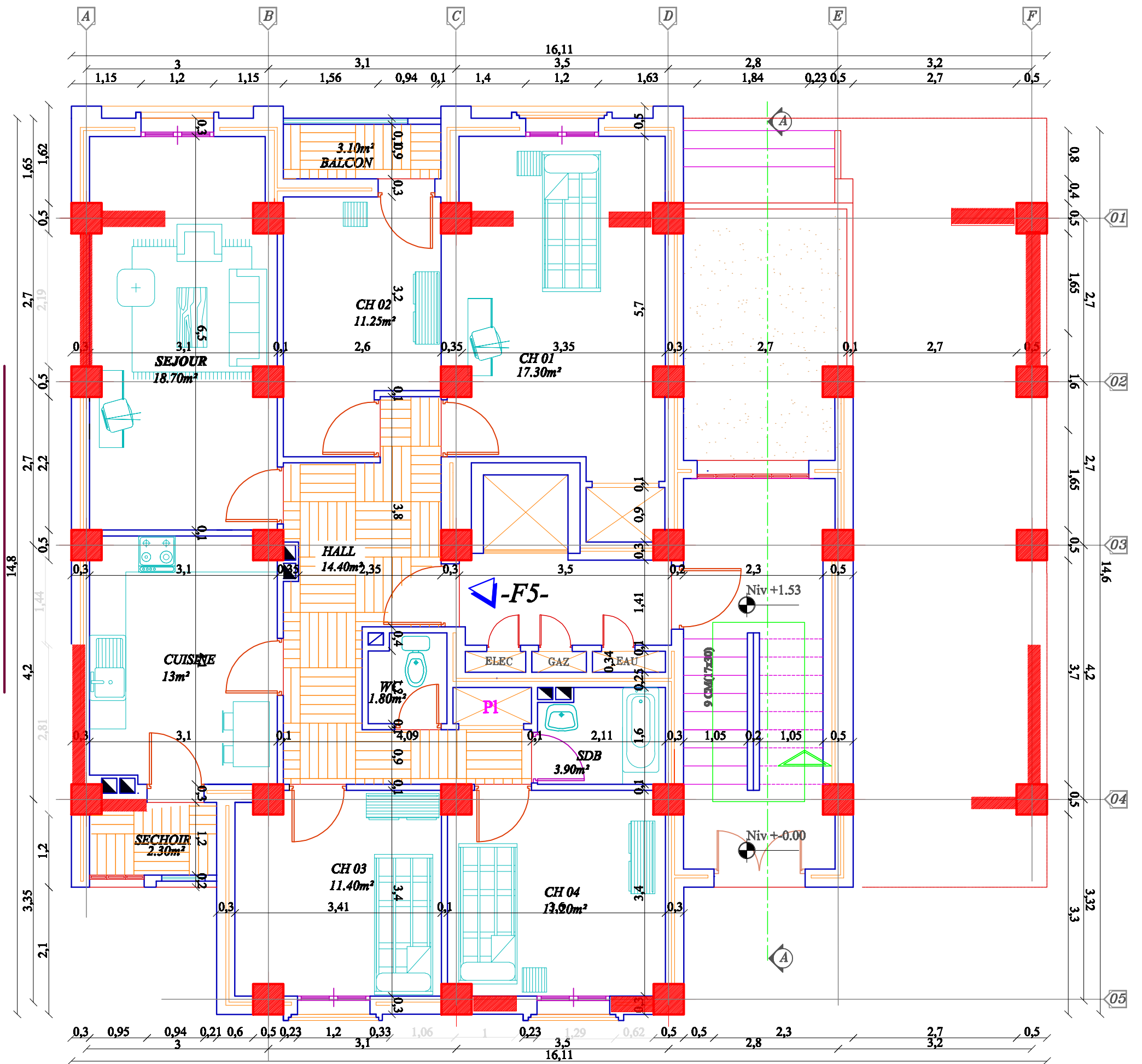
**FAÇADE POSTERIEURE**



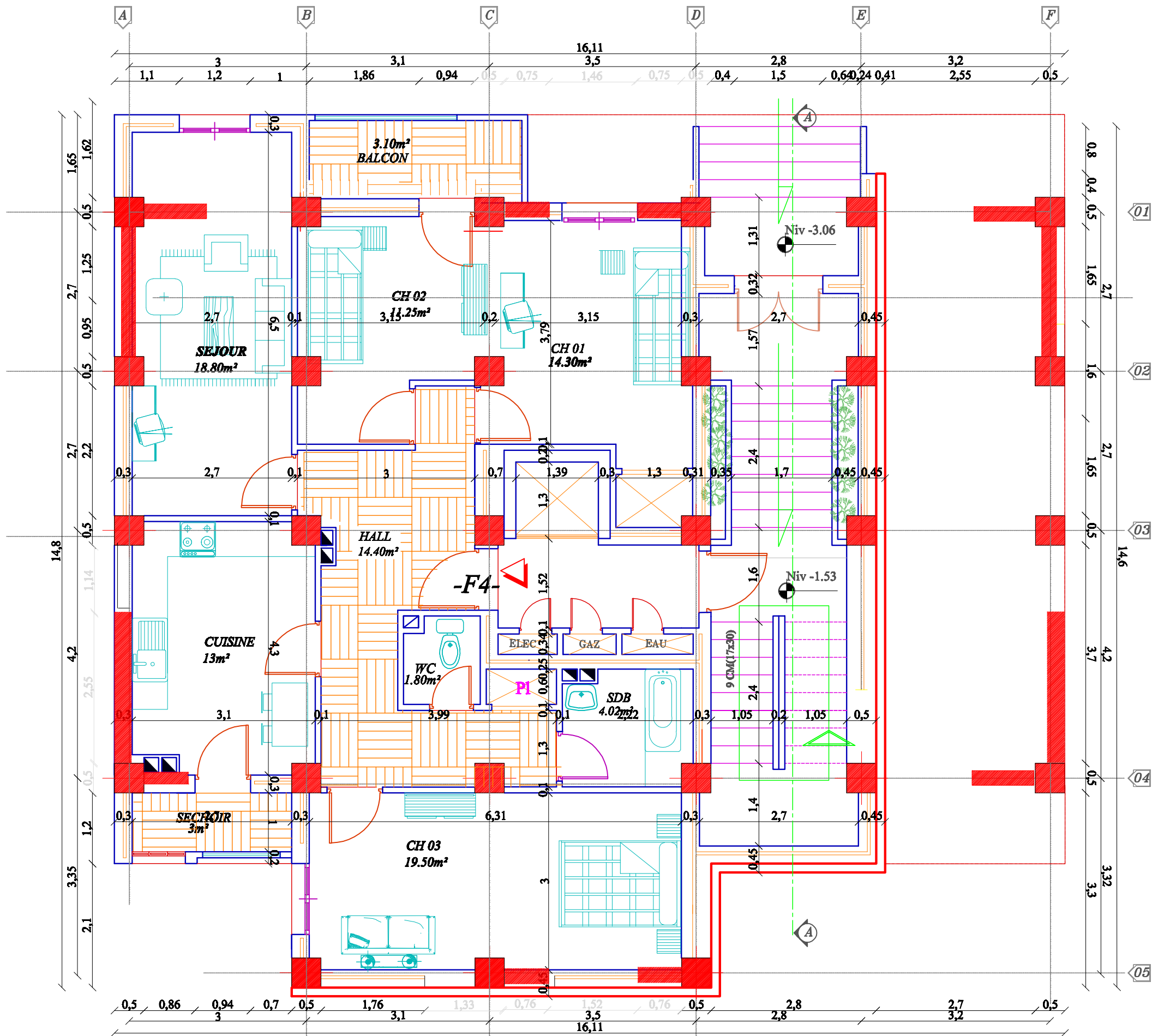
**COUPE A-A**



**PLAN ETAGES COURANT**



**PLAN RDC**



**PLAN SOUS SOL**