

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Memoire de fin d'études



EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
MASTER EN GENIE CIVIL  
OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE.

## Thème

Etude d'une structure d'un Bâtiment en  
(R+6 étages + étage attique) à usage multiple  
contreventée par des voiles porteurs (ETABS)



Etudié par :

M<sup>elle</sup> : BOUCEBCI LYNDA  
M<sup>elle</sup> : CHIBANE FARIZA

Dirigé par:

M<sup>me</sup> : ALKAMA.F

Promotion:2019/2020

# Remerciements

**Au terme de ce modeste travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accordé d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.**

**Nous somme également très reconnaissants à notre promotrice ALKAMA.F, de nous avoir suivis et orienté durant l'élaboration de ce mémoire.**

**Nous tenons à remercier tous les enseignants surtout M<sup>r</sup> MAGHELAT pour ces précieux conseils et à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.**

**Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.**





# Dédicaces

*Je dédie ce Modest travail à :*

♥ Mes chers parents ♥, je vous remercie infiniment pour tout le soutien, l'amour, la patience et les encouragements que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours.

♥ Mes Chers sœurs (Malika, Sadia, Meriem et Nadia) pour leurs soutiens et encouragement.

♥ A ma grand-mère et tous ma famille (cousins et cousines).

♥ A ma binôme Lynda.

♥ A Tous mes amis (Nora, Lyly, Assai, Sonia,.....)

♥ Et à tous ceux qui me connaissent.

**CHIBANE FARIZA**





# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à*

- ✓ *Mes chères parents (aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.*
- ✓ *Mon frère et sœurs (ghiles, rania, imane)*
- ✓ *Mon fiancé (rafik et sa famille)*
- ✓ *Tous mes amis (chahira, imane, souad, wassila, dîhia...)*
- ✓ *Ma binôme fariza*
- ✓ *Tous ceux qui me connaisset*
- ✓ *Toute la promotion de génie civil M2-CCI*

*Boucebci Lynda*



# SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Predimensionnement des éléments. ....	13
Chapitre III : Calcul des éléments.....	33
• III-1-Acrotère.....	33
• III-2-Plancher.....	42
• III-3- Escalier .....	71
• III-4- Balcon.....	89
• III-5-Salle machine.....	95
Chapitre IV : Modélisation de la structure.....	108
Chapitre V : Vérification RPA.....	120
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.....	131
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure .....	172

Conclusion

Bibliographie

# Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs en Génie Civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Dans notre projet, nous nous sommes intéressés à l'étude de conception de la structure d'un Bâtiment RDC+6 étages+ un étage attique à contreventement mixte.

Pour le calcul de la structure nous avons utilisé le logiciel de calcul **ETABS** adapté essentiellement aux calculs des ossatures en béton armé. L'utilisation d'un tel logiciel permet une rapidité de l'exécution et une fiabilité des résultats. Pour cela, une interprétation juste et correcte des résultats est plus qu'indispensable.

Nous commençons notre travail par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier. Nous nous intéressons ensuite au calcul des éléments non structuraux (planchers, escaliers...), mais nous passerons avant à leurs pré dimensionnement.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à la vérification des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite, nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouverte à des perspectives.

# Chapitre I

## Présentation et description de l'ouvrage

**I. Présentation du projet :**

**I-1.Introduction :**

Le projet que nous avons l'honneur d'étudier nous a été confié par un bureau d'étude. Il consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un Bâtiment (RDC+6étages courants + un étage attique) à usage mixte habitation, service et commercial, contreventé par voiles et portiques en béton armée.

Cet ouvrage sera implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements de **BAEL** modifié 99(béton armé aux états limites), à savoir le règlement parasismique Algérien **RPA99** modifier 2003 et le **DTR** document technique réglementaire.

**I.2. Données sur site (RPA) :**

- Le bâtiment est implanté dans une zone sismique IIa.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme meuble : catégorie S3
- Contrainte admissible :  $\sigma_{sol}=2$  bars

**I.3. La nature de l'ouvrage :**

- RDC à usage commercial ;
- 1étage de service ;
- 5 étages courants à usage d'habitation ;
- 1étage attique ;
- 1 cage d'escaliers ;
- 1 cage d'ascenseur.

**I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

L'ouvrage a pour dimensions

**A/ En plan :**

- Longueur totale..... 21.90 m.
- Largeur totale..... 18.27 m

**B/En élévation :**

- Hauteur totale ..... 28.82 m.
- Hauteur du RDC ..... 04.44 m.

## **Chapitre 1 Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux**

- Hauteur d'étage courant ..... 03.06 m.
- Hauteur d'étage attique ..... 03.01 m.

### **I.5. Eléments de l'ouvrage :**

#### ➤ **Ossature :**

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs.

#### **a. Voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

#### **b. Portiques :**

Sont des éléments en béton armé, constitués de poutres et poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

#### ➤ **Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Et parmi ces fonctions : la résistance mécanique et isolation thermique et acoustique.

- Il y a deux types de planchers:

#### **a. Planchers en corps creux :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonctions :

- ✓ Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
- ✓ Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse comporte en plus, un système complexe d'étanchéité composé de :

- Forme de pente de 1 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Un isolant thermique (liège).
- Un revêtement d'étanchéité constitué de feuilles à base de bitume.
- Pare vapeur permettant à l'isolant thermique de conserver ses caractéristiques initiales.

#### **b. Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé coulées sur place sur les poteaux, sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

### ➤ **Maçonnerie :**

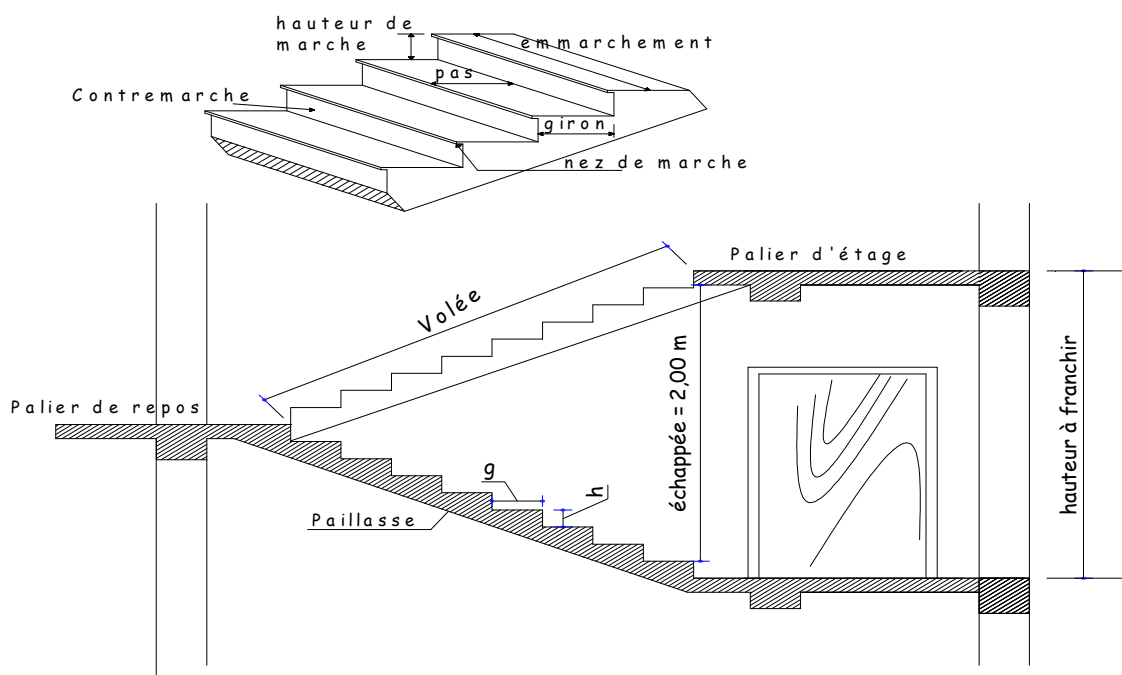
Il y a deux types de murs dans la structure :

- *Les murs extérieurs* : Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm pour assurer l'isolation phonique et thermique.

- *Les murs intérieurs* : Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

### ➤ **Escaliers :**

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux. Ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Ils composent de deux volées. Le coulage s'effectuera par étage.



**Figure I.1 : Schéma des éléments d'un escalier**

### ➤ **Cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisé en voiles (béton armé), coulées sur place.

### ➤ **Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- **Les portes à faux :** Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, faits en dalle pleine.
- **La toiture :** La toiture dans notre projet est une terrasse inaccessible.
- **L'acrotère :** la toiture sera entourée d'un acrotère de 0.70 m de hauteur réalisé en béton armé coulé sur place.
- **Mur plaque :** il est fait pour assure le soutènement et la résistance à la pression latérale des terres (les forces de poussées des terres).
- **Les balcons :** Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en dalle pleine travaillant comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
- **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 par sa liaison directe avec ce dernier. Leur choix dépend du type du sol d'implantation, sa profondeur et de l'importance de l'ouvrage.
- **Système de coffrage :** Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques.

### **II. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les matériaux utilisés dans les travaux de bâtiment et de Génie Civil doivent répondre à des impératifs de qualité et aux caractéristiques propres à chaque usage. Ses matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions.

#### **II.1. Béton :**

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et en eau et l'âge du béton.

##### ➤ **La composition du béton :**

La composition du béton sera fixée par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance. Un béton est composé, essentiellement, de :

##### 1) **Ciment :**

Le ciment est un liant hydraulique (qui durcit sous l'action de l'eau). Utilisé dans la préparation du béton, et aujourd'hui le plus souvent employé dans la confection des dallages, des parpaings, des enduits et des mortiers.

### 2) Granulats :

Les granulats étant le squelette du béton, ils améliorent sa résistance. Un granulats est caractérisé par sa classe d/D ; d et D étant respectivement la plus petite et la plus grande dimension des grains. Cette dimension est comprise entre 3 et 80 mm.

### 3) Sables :

Le sable est un matériau granulaire composé de particules provenant de la dégradation de roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5 mm.

#### ➤ Le dosage du béton :

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m<sup>3</sup>.

La réalité pratique conduit vers le rapport eau/ciment = 0,5, pour limiter le retrait du béton.

Si **eau/ciment > 0,5** : il y a un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.

Si **eau/ciment < 0,5** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entrainera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

**Remarque** : pour maintenir **E/C=0,5**, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

### A) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement, obtenu par des essais sur éprouvette normalisée de diamètre égal à la moitié de la hauteur (16/32), notée  $f_{c28}$ .

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

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

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

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

### B) Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa. (Art A.2.1,12/BAEL 91 modifié 99).}$$

## Chapitre 1 Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Pour notre projet on trouve  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$ .

### ➤ . Contrainte limite à la compression :

#### A/. Etat limite ultime (ELU) :

Elle est définie par l'expression suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en MPa} \quad (\text{Art A.4.3, 41/BAEL 91 modifié 91}).$$

Avec :

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

- $\theta = 1$  : si la durée d'application est  $> 24$  heures.
- $\theta = 0,9$  : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$  : si la durée d'application est  $< 1$  heure.

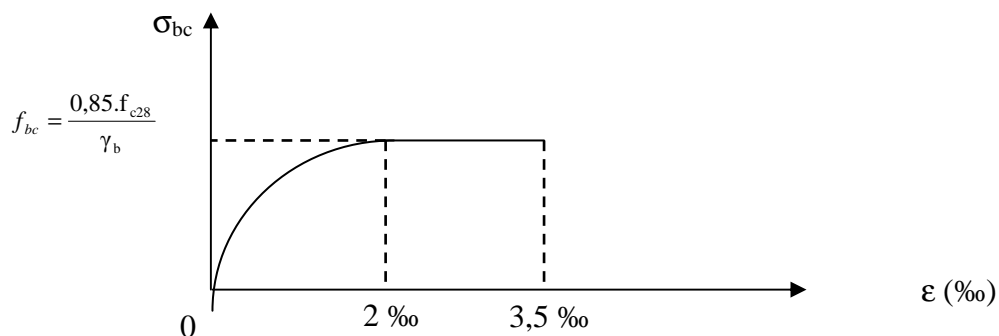
À :  $j = 28$  jours, en situation courante ;  $f_{bc} = \frac{0,85 \times (25)}{1 \times (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$ .

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

- $\gamma_b = 1,5$  dans le cas d'une situation courante.
- $\gamma_b = 1,15$  dans le cas d'une situation accidentelle.

### ➤ Diagrammes contraintes- déformations du béton (ELU) : (Art A.4.3, 41/BAEL 91 modifié 99)

Le diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ ) -déformation ( $\varepsilon_{bc}$ ) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole - rectangle ».



**Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)**

Le diagramme est constitué de deux parties :

- La première partie, est une courbe parabolique de déformation relative limitée à 2 ‰ (état élastique).

## Chapitre 1 Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

- La deuxième partie, est un rectangle (état plastique).

### **B/. Etat limite de service (ELS):**

C'est l'état au-delà lequel, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont pas satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

Contrainte limite de service a la compression du béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ (BAEL 91 modifier/A.4.5,2)}$$

À j = 28 jours ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ . Avec :  $\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte admissible à l'ELS.

### ➤ . **Contrainte ultime de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad \text{(BAEL 91 modifier 99/A.5.1,1)}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant.

$b_0$  : largeur de la section considérée.

$d$  : la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right).$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right).$$

### ➤ . **Module de déformation :**

#### **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ce module est connu sous le nom de « module de Young ou module de déformation longitudinale » est l'un des caractéristiques principales des matériaux de structure fonctionnant dans le domaine élastique.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

**A/. Module de déformation longitudinale instantané du béton :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifié 99}).$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}.$$

**B/. Module de déformation longitudinale différée du béton :**

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1, 22/ BAEL91 modifié 99}).$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}.$$

➤ **Phénomène du retrait :**

C'est la diminution de longueur d'un élément de béton, il est du notamment :

**-Au retrait avant prise :** c'est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton.

**-Retrait thermique :** Dû au retour de béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de la prise du béton.

**-Retrait hydraulique :** dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

➤ **.Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant.

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

Avec : E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

## Chapitre 1 Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

- **Coefficient de poisson  $\nu$**  : (Art A.2. 1, 3/ BAEL91 modifié 99).

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est égale à :

- ◆  $\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- ◆  $\nu = 0,2$  (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

### **II.2.Aciers :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression, est associée au béton pour équilibrer les efforts de traction auxquelles le béton ne résiste pas, elle se distingue par sa nuances et leur état de surface.

Et dans notre projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

- **. Caractéristiques des aciers utilisés :**

**Tableau I.1. Types d'aciers**

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\psi$ )
<b>Haut adhérence HA</b>	<b>FeE400</b>	400	1.6	1.5
	<b>FeE500</b>	500	1.6	1.5
<b>Fils tréfiles lisses LT</b>	<b>TL500 <math>\phi &gt; 6\text{mm}</math></b>	500	1	1
	<b>TL520 <math>\phi \leq 6\text{mm}</math></b>	520	1.3	1

### **Module d'élasticité longitudinale :**

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} . \quad (\text{Art : A.2.2,1/BAEL 91 modifier 99}).$$

### ➤ . Coefficient de poisson $\nu$ :

Le coefficient de poisson fait partie des constantes élastiques, est toujours inférieur ou égal à 0.5. S'il est égal à 0.5, le matériau est parfaitement incompressible. Pour l'acier, il est pris égal à :  $\nu = 0.3$

### ➤ . Contraintes limites:

#### • Contrainte limite de calcul (ELU) :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s : (\text{Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

### ➤ Contrainte maximale des armatures tendues (ELS) :

Afin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

#### ✓ Fissuration peu nuisible :

La fissuration non ou peu préjudiciable pour les ouvrages de forme simple, en milieu peu agressif la contrainte de traction des armatures soit la limite d'élasticité des aciers utilisée.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser que des gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

#### ✓ Fissuration préjudiciable :

La fissuration préjudiciable pour les ouvrages en milieu moyennement agressif (bord de mer par exemple) la contrainte admissible de traction dans les aciers est limitée et donnée ci-dessous :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left( 0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right\}. (\text{Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99}).$$

#### ✓ Fissuration très préjudiciable :

## Chapitre 1 Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

La fissuration très préjudiciable pour les ouvrages en milieu fortement agressif (réservoir, ou centre nucléaire)

$$\sigma_{st} \leq 0,8 \cdot \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{Art A.4. 5, 33/BAEL91 modifié 99}).$$

**Avec :**

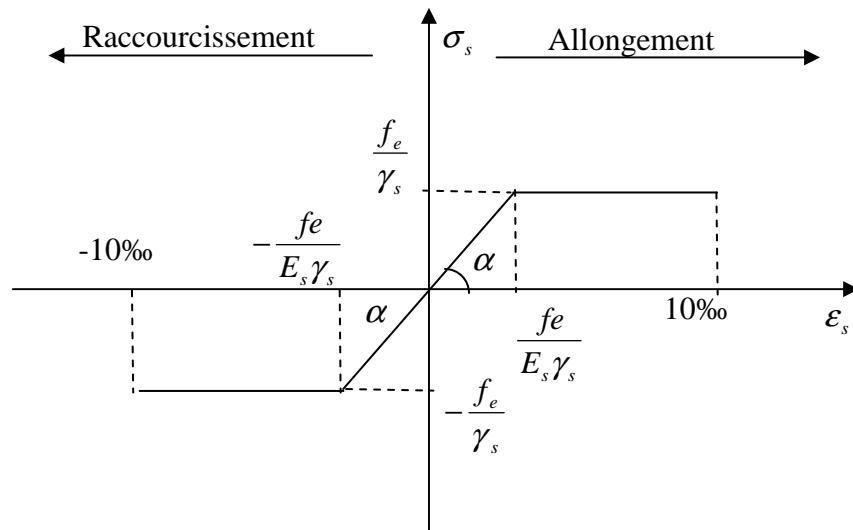
$\eta$ : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \quad \text{pour les HA de } (\phi \geq 6 \text{ mm}) \\ \eta = 1.3 \quad \text{pour les HA de } (\phi < 6 \text{ mm}) \\ \eta = 1.0 \quad \text{pour les ronds lisses.} \end{array} \right.$$

➤ **Diagrammes des contraintes – déformations de calcul :**

(Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99).

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :



**Figure I.3 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier à l'ELS.**

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la figure I.3 (Art A.2.2,2/BAEL91 modifié 99).

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

➤ **.Protection des armatures :** (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99).

## **Chapitre 1 Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux**

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ✓  **$C \geq 5 \text{ cm}$**  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓  **$C \geq 3 \text{ cm}$**  : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- ✓  **$C \geq 2 \text{ cm}$**  : Pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- ✓  **$C \geq 1 \text{ cm}$**  : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

Pour notre cas, on a utilisé  **$C=3\text{cm}$** .

## Chapitre II

# Prédimensionnement des éléments

**INTRODUCTION**

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement de notre projet.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

**II.1 - Pré dimensionnement des planchers :**

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Il assure deux fonctions principales :

- a. **Une fonction de résistance mécanique :** qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- b. **Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique :** qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

**A-Plancher en corps creux :**

Ces plancher sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur totale du plancher, notée " $h_t$ " est donnée par :  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur du plancher.} \\ L_{\max} : \text{Portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles} \end{array} \right.$

Dans notre cas :  $L_{\max} = 390 - 25 = 365 \text{cm}$ .

On aura donc :

$$ht \geq \frac{365}{22.5} = 16.22$$

On prend :  $ht = 20\text{cm}$

On adopte des un planché de (16 +4) cm

- Epaisseur du corps creux est de 16 cm.
- Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm.

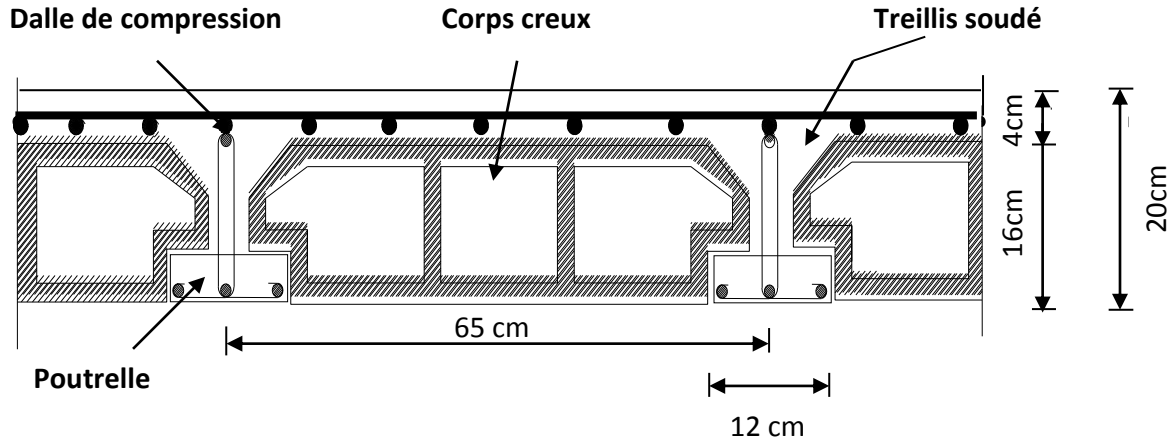


Figure II.1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

### B-Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

#### 1-Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule ;  $e \geq L_0 / 10$

$L_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.50$$

$$e \geq \frac{1,50}{10} \approx 0,150\text{m} \approx 15.\text{cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15cm

#### 2-Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe de feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

#### 3-Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m<sup>2</sup>

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons :  $h_0 = 15 \text{ cm}$ .

### ❖ Conclusion :

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm**

## II.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulées sur place ; elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voile), on distingue :

- Les poutres principales
- Les poutres secondaires
- Les poutres palières
- Les poutres de chainages

D'après (Art A.4.14 BAEL91 modifier99), les dimensions d'une section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4 \leq b \leq 0.7H \end{cases}$$

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre,

$b$  : largeur de la poutre,

$L$  : la portée maximum entre nus d'appuis.

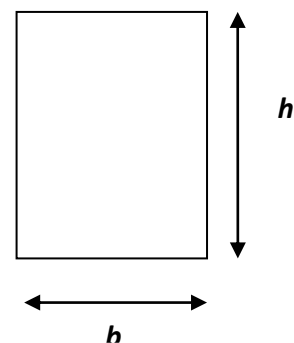


Figure II.2 : Schéma de la poutre

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

$$\Rightarrow \begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

### 1- poutres principales (sens transversal) :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$L = 560 - 25 = 535 \text{ cm.}$$

25cm : c'est la valeur min des poteaux donnée par RPA en zone IIa

#### ▪ Hauteur (h) :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad , \quad \frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \quad \Rightarrow \quad 35,66 \leq h \leq 53,5$$

Soit :  $h = 45 \text{ cm.}$

#### ▪ Largeur (b) :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \quad \Rightarrow \quad 18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 30 \text{ cm.}$

### 2-poutres secondaires (sens longitudinal) :

$$L = 390 - 25 = 365 \text{ cm.}$$

#### ▪ Hauteur (h) :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \quad \Rightarrow \quad 24,33 \leq h \leq 36,5$$

Soit :  $h = 35 \text{ cm.}$

#### ▪ Largeur (b) :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 30 \text{ cm.}$

### 3-Poutres palières :

$$L = 390 - 25 = 365 \text{ cm.}$$

#### ▪ Hauteur (h) :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \quad \Rightarrow \quad 24,33 \leq h \leq 36,5$$

Soit :  $h = 35 \text{ cm.}$

#### ▪ Largeur (b) :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 30 \text{ cm}$ .

**3-Poutres de chaînage :**

$L = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$ .

▪ **Hauteur (h) :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \quad \Rightarrow \quad 24.33 \leq h \leq 36,5$$

Soit :  $h = 35 \text{ cm}$ .

▪ **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 30 \text{ cm}$ .

**Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003)**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palières	Poutre de chaînage	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	45cm	35cm	35cm	35cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	30cm	30cm	35cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,5	1,16	1,16	1.16	Vérifiée

❖ **Conclusion :**

On adoptera les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales } (30 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres palières } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre de chaînage } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**II-3- Pré dimensionnement des voiles**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Selon le **RPA99 ADDANDA 2003, Art 7.7.1** ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :  $\ell \geq 4 a$

Avec :

$\ell$  : portée min des voiles.  
 $a$  : épaisseur des voiles

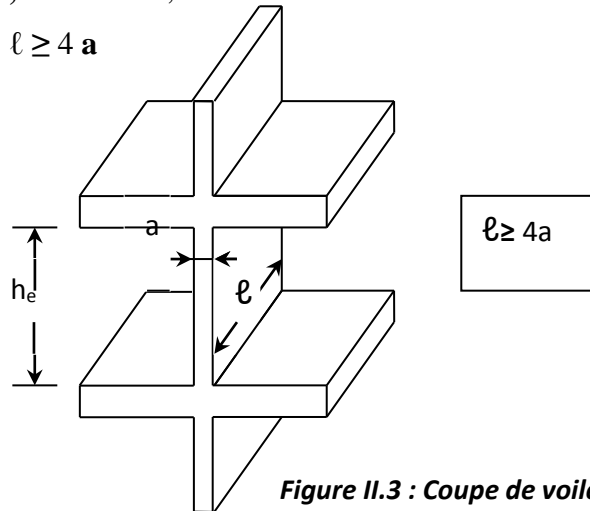


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

• **Epaisseur du voile :**

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

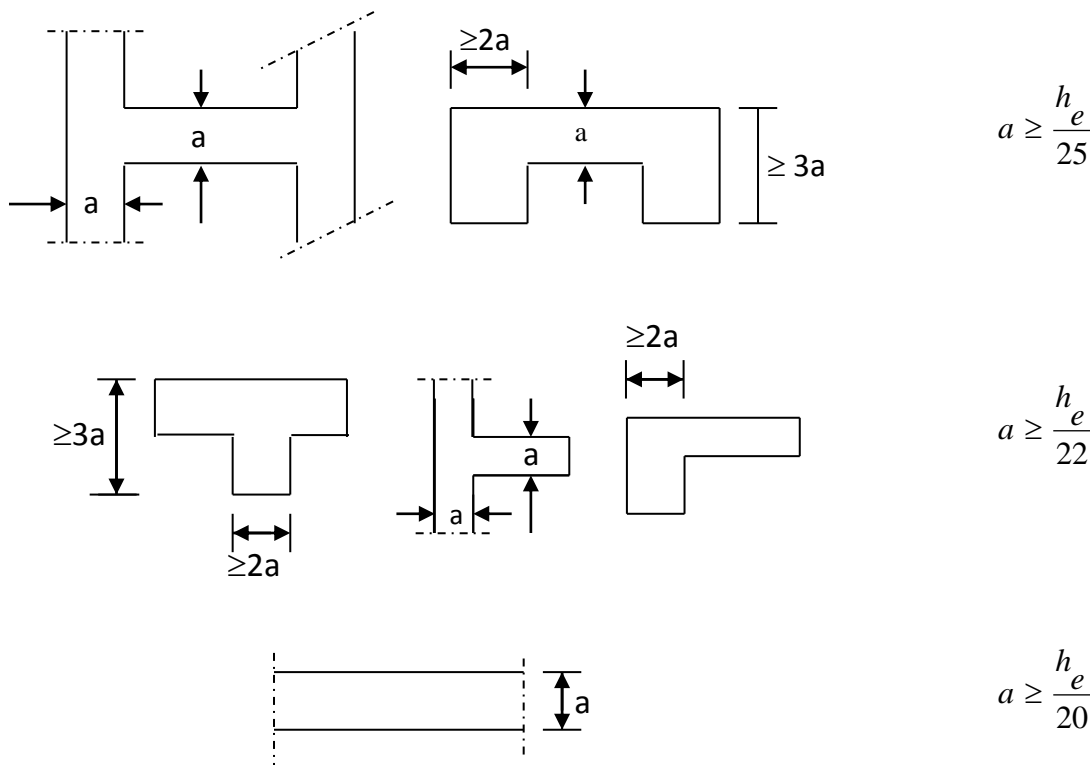


Figure II.4 : Coupes de voiles en plan

Pour notre structure, nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles linéaires, donc leurs épaisseurs seront comme suit :  $e = h_e / 20$

Avec :  $h_e = h - e_{dalle}$

telle que :  $e_{dalle} = 20\text{cm}$

Donc :

- pour l'étage courant :  $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \Rightarrow e = 286 / 20 = 14.3 \text{ cm}$
- pour le RDC :  $h_e = 444 - 20 = 424 \text{ cm} \Rightarrow e = 424 / 20 = 21.2 \text{ cm}$
- pour l'étage attique :  $h_e = 301 - 20 = 281 \text{ cm} \Rightarrow e = 281 / 20 = 14.05 \text{ cm}$

Dans notre cas,  $h_e =$  hauteur du RDC = 444 cm

Nous aurons donc :

$$e \geq 442 / 20 = 22.1 \text{ cm}$$

Pour la sécurité et la faciliter de la mise en œuvre, on opte pour une épaisseur  $e = 25$ , du l'entre sol jusqu'au dernier étage. L'ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou zone de moyenne sismicité IIa. Selon le RPA99/version 2003 Art 7.7.1, l'épaisseur minimale exigée est de 15cm.

On opte pour des voiles d'épaisseur :  $e = 25 \text{ cm}$ .

#### • Largeur du voile :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa largeur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

$$L \geq l_{\min} = 4 e_p \quad (\text{Art 7.7.1, RPA version 2003})$$

$$L \geq l_{\min} = 4 e_p \quad L \geq l_{\min} = 25 \times 4 = 100 \text{ cm}$$

Donc la largeur de nos voiles doit avoir au minimum **100cm**.

#### II.4. Les poteaux :

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite 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 la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B<sub>2</sub> est le plus sollicité.

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

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc}$  contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa ;

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

**Remarque :**

L'effort normal «  $N_s$  » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents éléments du bâtiment.

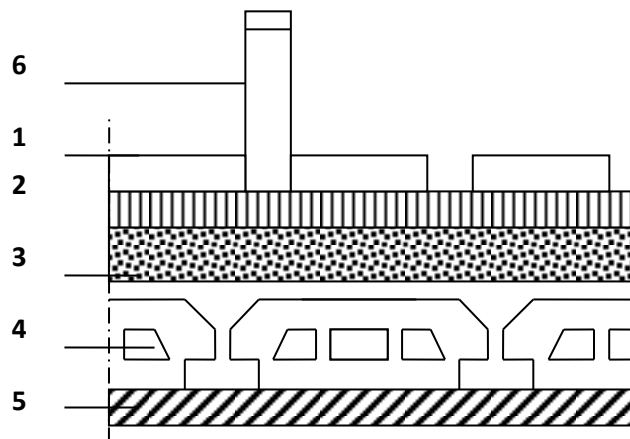
➤ **Détermination des charges et surcharges :**

**A) Charge permanentes « G » :**

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

Nous possédons deux types de planchers :

**a) Plancher étage courant (corps creux) :**



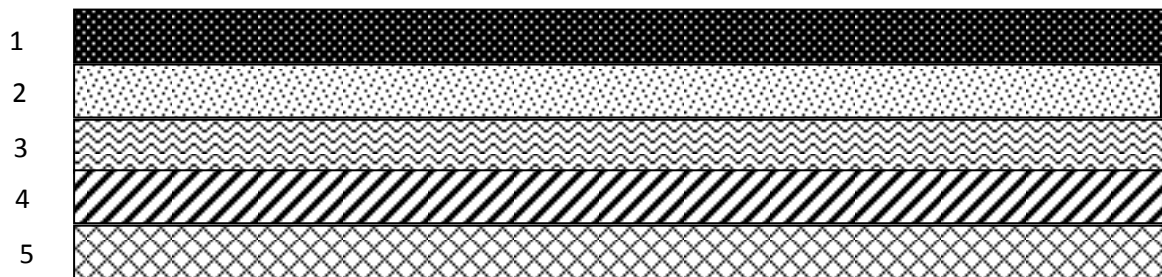
*Figure II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant*

Elles se résument dans le tableau suivant :

**Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	/	/	1.30
Charge permanente totale $G_t$				<b>5.48KN/m<sup>2</sup></b>

**b) Planchers dalle pleine :**



*Figure II.6 : coupe verticale d'une dalle pleine*

**Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher de dalle pleine**

N°	Eléments	Poids volumique (KN/M <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge (KN/M <sup>2</sup> )
01	Revêtement carrelage	20	0.02	0.40
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	19	0.02	0.38
04	Dalle en béton arme	25	0.15	3.75
05	Enduit ciment	20	0.02	0.40
	Mur intérieur	/	/	1.3
				<b>G<sub>1</sub>=6.63KN/m<sup>2</sup></b>

c) Plancher terrasse:

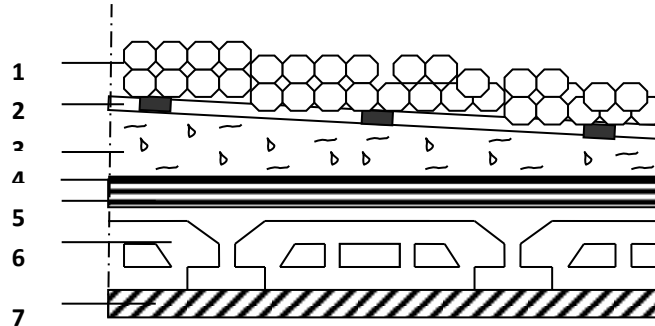


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher terrasse

Elles se résument dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_t$				<b>5.83KN/m<sup>2</sup></b>

2) Maçonnerie :

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

a. Murs extérieurs :

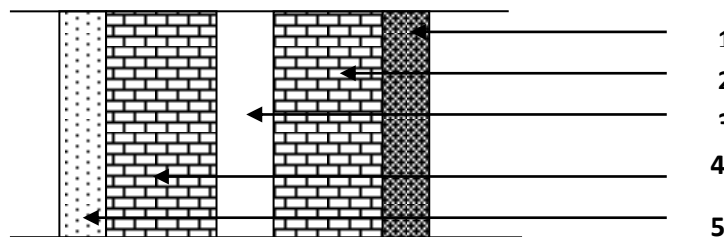


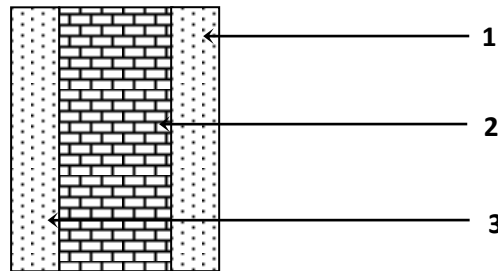
Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Elles se résument dans le tableau suivant :

**Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_t$ :				<b>2.40KN/m<sup>2</sup></b>

**b. Murs intérieurs :**



**Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur**

Elles se résument dans le tableau suivant :

**Tableau II.6: Poids des différents éléments constituant le mur intérieur**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_{mint}$				<b>Gt=1.30</b>

3) L'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans ce schéma, vont nous permettre de déterminer les charges

Permanententes correspondantes:

pooids propre :  $G = \rho \times S \times l$

Avec :

$\rho$  : Masse volumique de béton ( $\text{kn/m}^3$ )

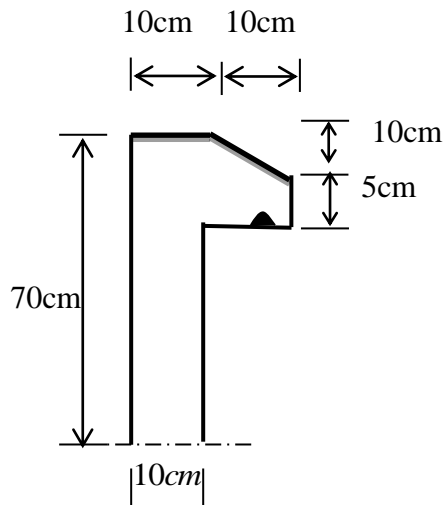


Figure .II.10. Coupe verticale de l'acrotère

S : Section longitudinale de l'acrotère ( $\text{m}^2$ )

AN:  $G = 25 \times [(0.55 \times 0.1) + (0.05 \times 0.2) + (0.1 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1/2)] \Rightarrow G = 2 \text{KN/ml.}$

B) Surcharges d'exploitation :

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont données par le DTR B.C 2.2 dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation des différents éléments

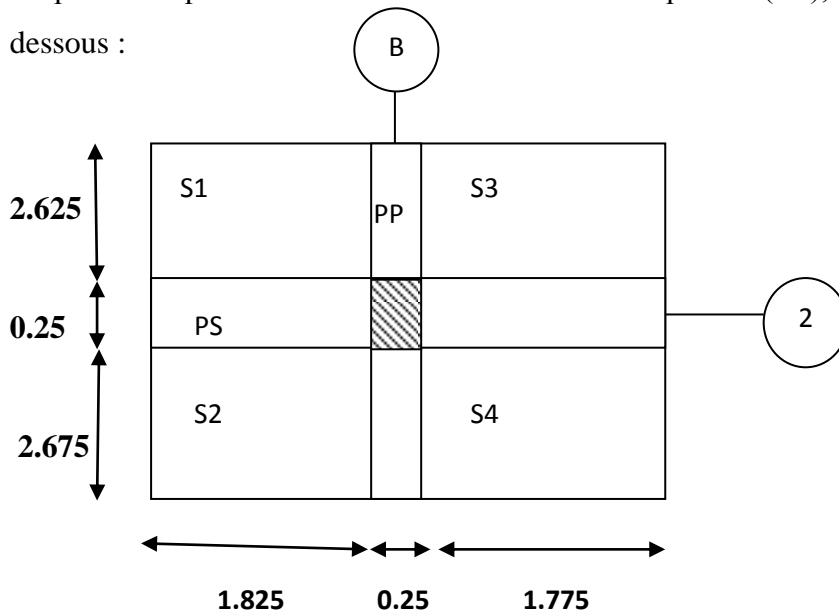
Les éléments de la structure	Surcharge Q ( $\text{KN/m}^2$ )
1. Acrotère	1
2. Plancher terrasse	1
3. Plancher d'étage courant	1.5
4. Plancher étage service	2.5
5. Plancher RDC (commercial)	3.5
6. Escalier	2.5
7. Balcon	3.5

➤ **Descente de charge :**

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

Remarque : nous allons considérer, en premier temps pour nos calcul la section des poteaux selon le minimum exigé par le **RPA (RPA 99VERSION 2003/Art 7.4.1)** qui est de **(25\*25) cm<sup>2</sup>**

Le poteau le plus sollicité dans notre cas c'est le poteau (B2), ce dernière est représenté ci-dessous :



*Figure. II.11 : surface d'influence*

✚ **Surface d'influence :**

L'aire des planchers revenant au poteau le plus sollicité(B2) sera déterminée comme suit :

$$St = S1 + S2 + S3 + S4 = (2.675 \times 1.825) + (2.675 \times 1.775) + (2.625 \times 1.825) + (2.625 \times 1.775)$$

$$St = 4.881 + 4.748 + 4.790 + 4.659 = 19.078 \text{ m}$$

✚ **Détermination du poids propre des éléments :**

**A) Les planchers :**

$$P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$$

✓ Plancher étage courant et RDC :  $p = 5.48 \times 19.078 = 104.547 \text{ KN}$

✓ Plancher terrasse :  $p_t = 5.83 \times 19.078 = 111.22 \text{ KN}$ .

**B) Les poutres :**

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$$

Avec :  $\rho$  : le poids volumique du béton égale 25KN/m<sup>3</sup>

L : longueur de la poutre

- ✓ Les poutres principales (30x45) :  $P_{pp} = (0.30 \times 0.45 \times 25) \times 5.3 = 17.887 \text{KN}$ .
- ✓ Les poutres secondaires (25x30) :  $P_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 25) \times 3.6 = 9.450 \text{KN}$ .
- ✓ D'où le poids totale :  $P_{\text{tot}} = 17.887 + 9.450 = 27.337 \text{KN}$

**C) Les poteaux :**

$$P_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e$$

Avec: S : section des poteaux en zone IIa  $\geq 25 \text{cm}$  (RPA99/version 2003)

P : poids volumique du béton égale 25 KN/m<sup>3</sup>

$h_e$  : hauteur d'étage

- ✓ **Pour RDC :**  $P_{\text{rdc}} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.44 = 6.9375$

$$P_{\text{rdc}} = 6.9375 \text{ KN}$$

- ✓ **Pour les étages courants :**  $P_c = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.781$

$$P_c = 4.781 \text{ KN}$$

- ✓ **Pour l'étage attique :**  $P_a = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.01 = 4.703$ .  **$P_a = 4.703 \text{ KN}$ .**

 **Les surcharges d'exploitation :**

$$Q_{\text{plancher}} = Q \times S$$

- ✓ Plancher terrasse :  $Q_0 = 1.00 \times 19.078 = 19.078 \text{KN}$

- ✓ Plancher étages courants et l'étage attique:

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_6 = 1.5 \times 19.078 = 28.617 \text{KN}$$

- ✓ Plancher étage de service :  $Q_7 = 2.5 \times 19.078 = 47.695 \text{KN}$

- ✓ Plancher RDC à usage commercial :  $Q_8 = 3.5 \times 19.078 = 66.773 \text{KN}$

 **Loi de dégression des charges :**

Les règles du **BAEL 99** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments très élancé; dont le nombre de niveaux(ou étages) est supérieur à 5 ce qui de notre cas, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le **D.T.R.B.C2, 2, p17**.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

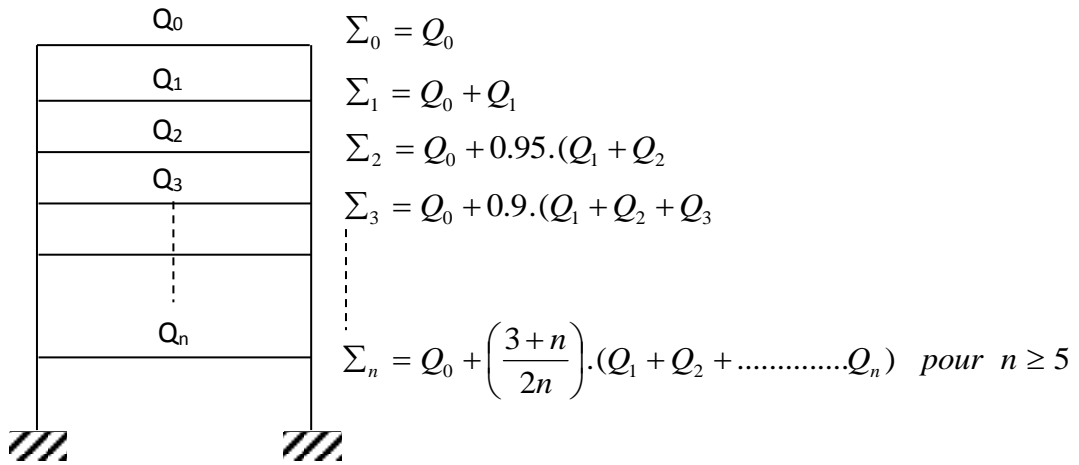


Figure II.12: Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Avec :

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse,

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage (i),

$n$  : numéro de l'étage du haut vers le bas,

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

**🚦 Coefficients de dégression de surcharges :**

Tableau II.8 : Coefficients de dégression de surcharges

Niveau	T	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688

❖ **Les surcharges cumulées  $Q_c$  :**

**Tableau II.9: Dégression des charges d'exploitation**

<b>Niveaux</b>	<b>Opérations</b>	<b>Résultats</b>
<b>Terrasse</b>	$Q_0=1 \times 19.078$	<b>19.078 KN</b>
<b>Niveau 7</b>	$Q_0+ Q_1=19.078 + 28.617$	<b>47.695 KN</b>
<b>Niveau 6</b>	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 19.078 + 0.95 (28.617 \times 2)$	<b>73.450 KN</b>
<b>Niveau 5</b>	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 19.078 + 0.90 (28.617 \times 3)$	<b>96.343 KN</b>
<b>Niveau 4</b>	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 19.078 + 0.85 (28.617 \times 4)$	<b>116.375KN</b>
<b>Niveau 3</b>	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 19.078 + 0.80 (28.617 \times 5)$	<b>133.546KN</b>
<b>Niveau 2</b>	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 19.078 + 0.75 (28.617 \times 6)$	<b>147.854KN</b>
<b>Niveau 1</b>	$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 19.078 +$ $0.714(28.617 \times 7)$	<b>162.105KN</b>
<b>RDC</b>	$Q_0+0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 19.078$ $+0.688(28.617 \times 8)$	<b>176.585KN</b>

✓ **Remarque :**

D'après les dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduit à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

Nous préconisons les mêmes sections pour l'ensemble des poteaux de chaque niveau, nous préconisons ainsi la nécessité d'augmenter la section du béton pour éviter les risques d'éclatement de ce dernier sous l'effet du sur ferrailage.

Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente de charge

NIVEAU	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Effort norm al (KN)	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	<i>G<sub>totale</sub></i>	<i>G<sub>cumulée</sub></i>	<i>Q<sub>i</sub></i>	<i>Q<sub>c</sub></i>	<i>N<sub>s</sub></i> = <i>G<sub>c</sub></i> + <i>Q<sub>c</sub></i>	Section trouvée <i>S</i> ≥ <i>N<sub>s</sub></i> / <i>σ<sub>bc</sub></i>	Section adoptée
T	111.22 4	27.33 7	/	138.56 1	138.561	19.07 8	19.078	157.63 9	105.09 2	35x35
7	104.54 7	27.33 7	4.703	136.58 7	275.148	28.61 7	47.695	322.84 3	215.22 8	35x35
6	104.54 7	27.33 7	4.781	136.66 5	411.813	28.61 7	73.450	485.26 3	323.50 8	35x35
5	104.54 7	27.33 7	4.781	136.66 5	548.478	28.61 7	96.343	644.82 1	429.88 0	40x40
4	104.54 7	27.33 7	4.781	136.66 5	685.143	28.61 7	116.37 5	801.51 8	534.34 5	40x40
3	104.54 7	27.33 7	4.781	136.66 5	821.808	28.61 7	133.54 6	955.35 4	636.90 2	40x40
2	104.54 7	27.33 7	4.781	136.66 5	958.473	28.61 7	147.85 4	1106.3 27	737.55 1	45x45
1	104.54 7	27.33 7	4.781	136.66 5	1095.13 8	47.69 5	162.10 5	1257.2 43	838.16 2	45x45
RDC	104.54 7	27.33 7	6.937	138.82 8	1233.95 8	66.77 3	176.58 5	1410.5 43	940.36 2	45x45

➤ Vérification :

► Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Selon l'article (Art 7.4.1) du RPA99 version 2003 : les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions de tableau ci-dessous :

Tableau II.11 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
<b>Pot 7/9</b> <b>35x35</b>	$Min(b, h) \geq 25cm$	Min (b, h)= 35 > 25 cm	<b>Condition vérifiée</b>
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	he /20=301/20=15.05 < 35cm he /20=306/20=15.3 < 35cm	<b>Condition vérifiée</b>
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	1/4 < b/h=35/35=1 < 4	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Pot 4/6</b> <b>40x40</b>	$Min(b, h) \geq 25cm$	Min (b, h)= 40 > 25 cm	<b>Condition vérifiée</b>
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	he/20=306/20=15.30 < 40 cm	<b>Condition vérifiée</b>
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	1/4 < b/h=40/40=1 < 4.	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Pot</b> <b>1/345x4</b> <b>5</b>	$Min(b, h) \geq 25cm$	Min (b,h)= 45 > 25 cm	<b>Condition vérifiée</b>
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	he/20= 306/20= 15.30 < 45 cm he/20= 444/20= 22.2 < 45 cm	<b>Condition vérifiée</b>
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	1/4 < b/h=45/45=1 < 4.	<b>Condition vérifiée</b>

► **Vérification des poteaux au flambement :**

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec :

$L_f$  : longueur de flambement (  $L_f = 0.7 L_0$  ) ;

$i$  : rayon de giration (  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$  ) ;

$L_0$  : hauteur libre du poteau

$S$  : section transversale du poteau (  $b \times h$  ) ;

$I$  : moment d'inertie du poteau (  $I = bh^3/12$  )

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

**Tableau II.12 : vérification au flambement des poteaux**

Niveau (x)	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	i (cm)	L <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> (cm)	λ	condition
T	35	35	125052	1225	10.10	301	210.7	20.86	Condition vérifiée
7	35	35	125052	1225	10.10	301	210.7	20.86	Condition vérifiée
6	35	35	125052	1225	10.10	306	214.2	21.20	Condition vérifiée
5	40	40	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.54	Condition vérifiée
4	40	40	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.54	Condition vérifiée
3	40	40	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.54	Condition vérifiée
2	45	45	341718.75	2025	12.99	306	214.2	16.48	Condition vérifiée
1	45	45	341718.75	2025	12.99	306	214.2	16.48	Condition vérifiée
RDC	45	45	341718.75	2025	12.99	444	310.8	23.92	Condition vérifiée

- ✓ On conclue que la condition de l'élanement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

**Conclusion :**

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- ✓ Hauteur de plancher en corps creux :  **$h_t = 20 \text{ cm}$**
- ✓ Epaisseur de dalle pleine :  **$e = 15 \text{ cm}$**
- ✓ Epaisseur des voiles :  **$e = 25 \text{ cm}$**

**Sections des poutres :**

- ✓ Poutres principales :  **$(30 \times 45) \text{ cm}^2$**
- ✓ Poutres secondaires :  **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$**

**Section des poteaux :**

- ✓ Poteaux du RDC au 2<sup>ème</sup> niveau :  **$(45 \times 45) \text{ cm}^2$**
- ✓ Poteaux du 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> niveau :  **$(40 \times 40) \text{ cm}^2$**
- ✓ Poteaux du 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> niveau :  **$(35 \times 35) \text{ cm}^2$**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui vont suivre.

# Chapitre III

## Calcul des éléments

### III.1. L'acrotère

#### Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles éléments principaux de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99 tous en respectant certaines règles du RPA99 modifié en 2003.

#### Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse. Il forme un écran évitant toute chute. Il sera calculé comme une console encastree au niveau de la poutre du plancher.

#### Calcul de la force sismique : (Art 6.2.3 RPA99)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p.$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone, tiré du RPA (**RPA99 version 2003/Art 4.2.3 tab4-1**), dans notre cas :  $A=0.15$  (Zone IIa, groupe d'usage2).

$C_p$  : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0.3 et 0.8 dans notre cas on prend :  $C_p=0.8$  (valeurs tiré du

$W_n$  : poids de l'acrotère,  $W_p = 2 \text{ KN/ml}$ .

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2 = 0.96 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}.$$

#### Conclusion :

L'acrotère sera calculé avec un effort horizontal  $Q=1 \text{ KN/ml}$  supérieur à la force sismique. Le calcul au séisme est inutile.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée dû au poids propre de l'acrotère « N » et

d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement «  $M_r$  ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

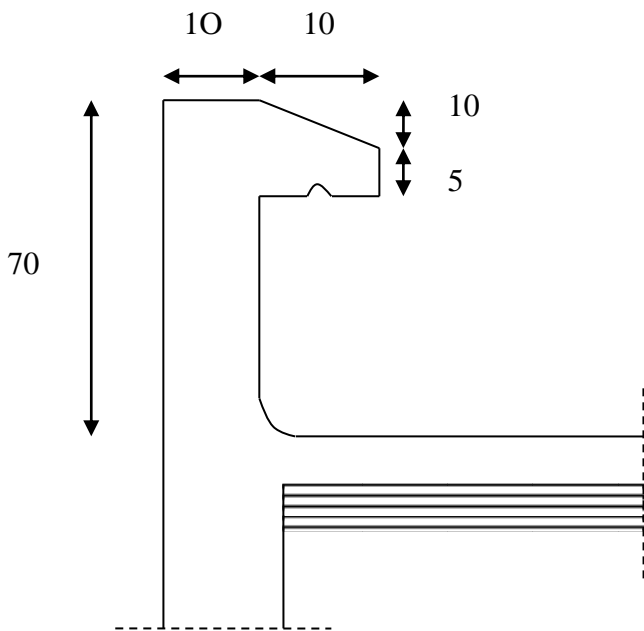


Figure III.1 : coupe verticale de l'acrotère

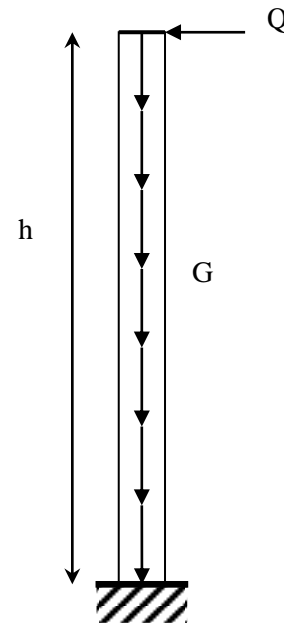


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère

### III.1.1. Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre :  $G = \rho \times S \times 1ml$ .

Avec :  $\rho$  : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère

$$G = 25 \times [(0.55 \times 0.1) + (0.05 \times 0.2) + (0.1 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1/2)] \times 1$$

$$\Rightarrow G = 2 \text{KN/ml.}$$

- Les efforts internes

- Moment de renversement  $M_Q$  :  $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{KNm.}$
- Effort tranchant (la poussée latérale) T :  $T = Q = 1 \text{KN}$
- Effort normal N :  $N = G = 2 \text{KN}$



**III.1.3. Ferrailage :**

Le calcul se fera à l'ELU puis les vérifications à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression «  $N$  » et un moment de flexion «  $M$  ».

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier une section rectangulaire de béton soumise à la flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A$  ».

$h$  : épaisseur de la section

$c$  : distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton

(Enrobage)

$d = h - c$  : hauteur utile

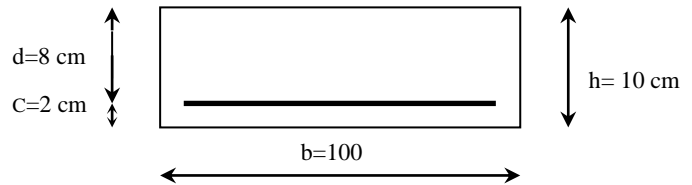


Fig. III.4 : section de l'acrotère soumise à la flexion composée

• Calcul à l'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \quad e_u = \frac{1.05 \times (10)^2}{2.7} = 38.888 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}.$$

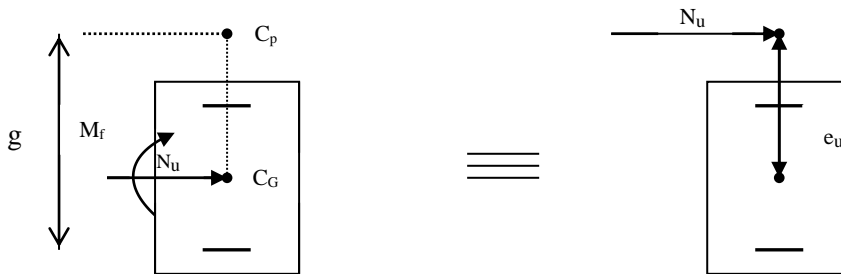


Figure III.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le centre de pression «  $c_p$  » se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal ( $N$ ) est un effort de compression  $\rightleftarrows$  Section partiellement comprimée (SPC).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_f$  » puis on se ramène à la flexion composée.

### b) Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

#### ❖ Moment fictif :

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec :  $g$  : distance entre «  $c_p$  » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38.88 + \frac{10}{2} - 2 = 41.88 \text{ cm.}$$

$$D'où : M_f = 2.7 \times 0.41 = 1.107 \text{ KN.m.}$$

#### ❖ Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.107 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.01218$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = 0.01218 < \mu_l = 0.392. \quad \rightleftarrows \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.01218 \Rightarrow \beta = 0.994$$

#### Armatures fictives :

$$A_{stf} = A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.107 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2. \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

### c) Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = A_u = 0.40 - \frac{2.7 \times 10}{348} = 0.323 \text{ cm}^2.$$

**d) Vérifications à l'ELS:**

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91)**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

✓ **Armatures principales :**

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445.d}{e_s - 0.185.d} \right]$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{2} = 35.0 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{348} \left[ \frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0.322 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

On adoptera la section minimale d'armatures :  $A = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement: } S_t = \frac{70}{4} = 20 \text{ cm.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{70}{4} = 20 \text{ cm.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \right\} = \min \{2,5; 4\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; \text{ avec } V_u : \text{ Effort tranchant}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement ;  $\psi_s = 1,5$  (Acier de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm.}$$

n : nombre de barres

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 80 \times 10,05 \times 10} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL91)**

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm.} < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$

$\Longrightarrow$  Condition vérifiée.

Armatures de répartition :  $S_t = 25 \text{ cm.} < \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$

$\Longrightarrow$  Condition vérifiée

- **Ancrage des barres verticales (longueur de scellement droit)**

**Art A.6.2.21/BAEL91) :**

La longueur de scellement droit est :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$ .

D'où :  $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{mm}$ .

$\Rightarrow$  Soit :  $L_s = 30 \text{cm}$ .

**e) Vérification à L'E L S :**

On doit vérifier les conditions suivantes :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ;  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite dans les aciers tendus.

- **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (Art A.4.5,33/BAEL91) :**

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

Avec :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.912 \times 8 \times 2.01} = 47.73 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(200 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPa.}$$

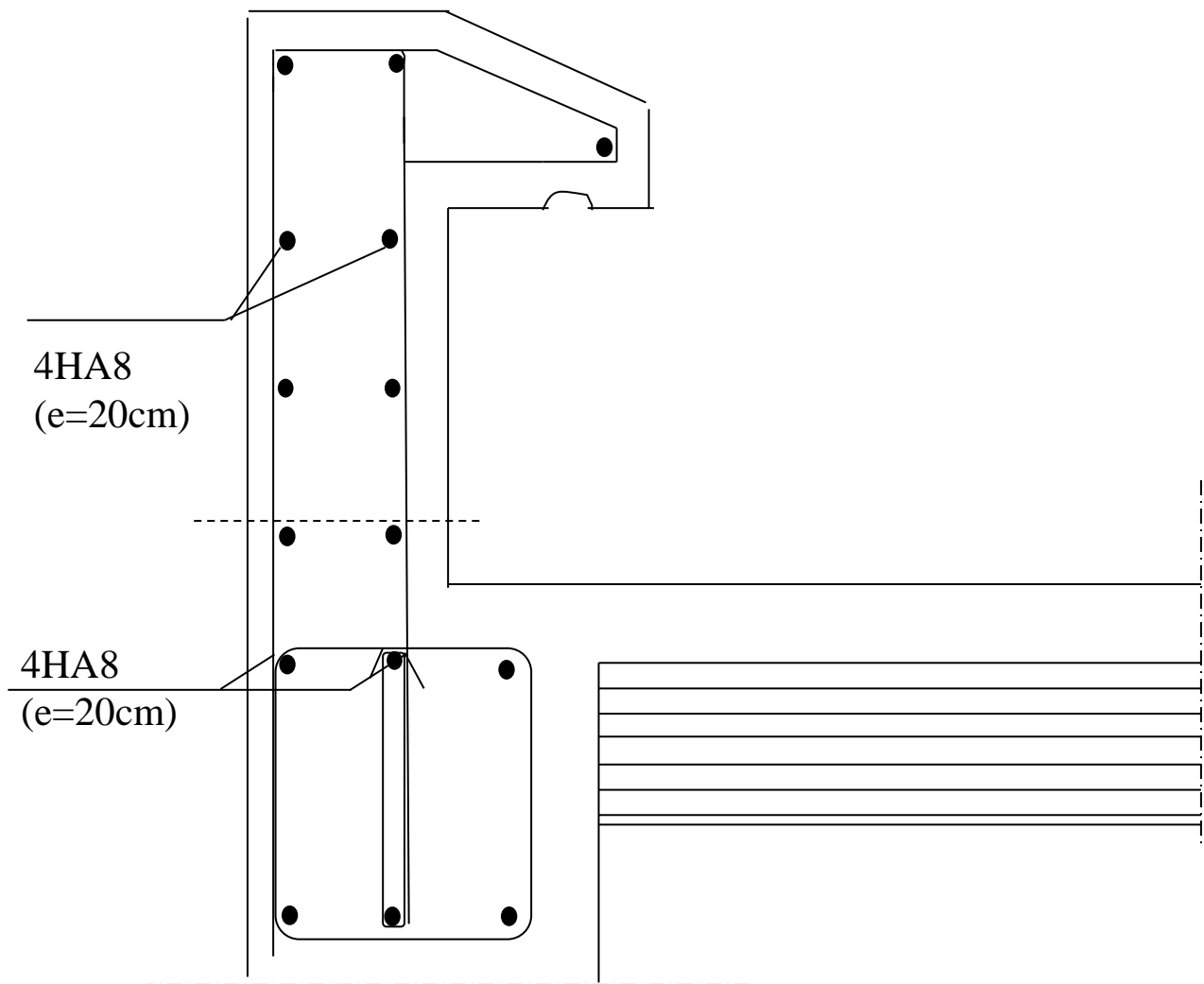
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

On a :  $\rho_1 = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0.912 \Rightarrow K = 44.17$

$$\sigma_{bc} = \frac{47.73}{44.17} = 1.08 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.



*Figure III.6. : Schéma de ferrailage de l'acrotère*

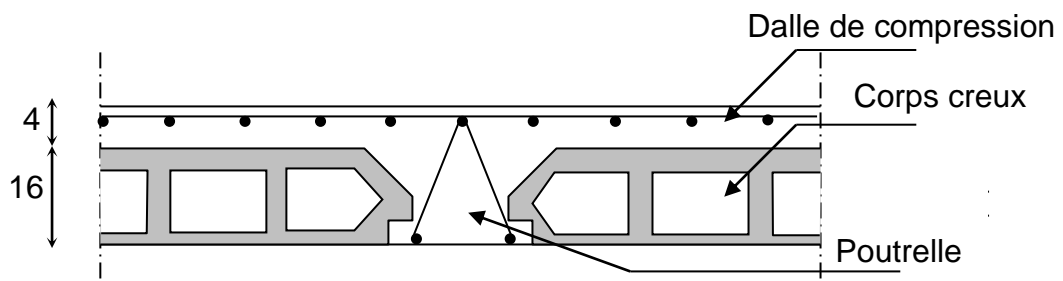
### III.2 Les planchers :

#### Plancher à corps creux pour l'étage courant

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4 cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
  - ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - ✓ Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.



*Figure III.7 : coupe verticale de plancher au corps creux.*

#### III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520Ø<6mm**) dont le but de :

- Limiter les risques des fissurations par retrait
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réparti les charges localisées entre poutrelles voisines

les dimensions des données par le (**BAEL91/Art B.6.8,423**) seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

### A. Calcul des armatures

#### ❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$l$  : distance entre axe des poutrelles ( $50 \text{ cm} < l=65\text{cm} < 80 \text{ cm}$ ).

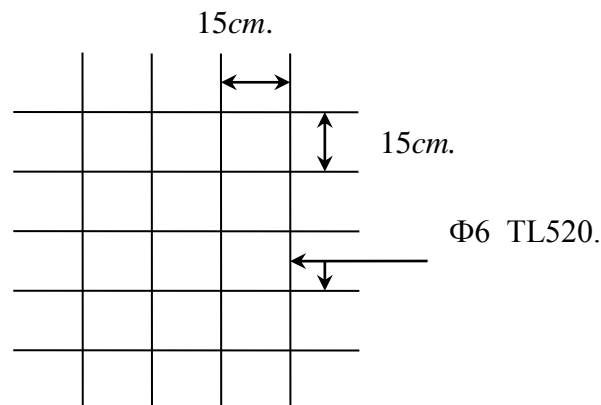
Soit :  $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  **$S_t = 15 \text{ cm}$**

#### ❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  **$S_t = 15 \text{ cm}$**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(6 \times 150 \times 6 \times 150) \text{ mm}^2$ .



*Figure III.8: Treillis soudés (150×150)*

### III.2.2 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

#### 1) Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutre en T , le règlement BAEL préconise que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés

$$b_1 = L / 2$$

$$b_1 = l_1 / 10$$

$$b_1 = l_1 / 3$$

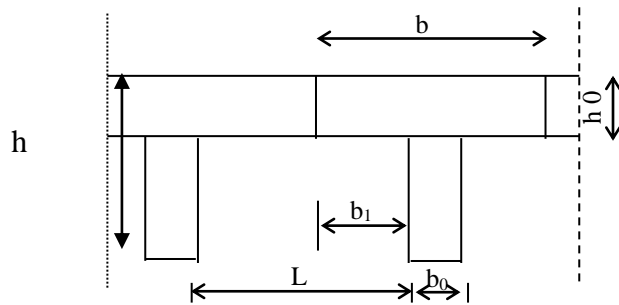


Figure III.9 : Dimensions de la poutrelle

h : hauteur de la poutrelle (16+4)

h<sub>0</sub> : hauteur de la dalle de compression (h<sub>0</sub> = 4 cm)

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure (b<sub>0</sub> = 12 cm)

l<sub>1</sub> : portée de la plus grande travée tell que l<sub>1</sub>=3.90m (travée la plus sollicitée).

L : portée libre entre axes des poutrelles.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 = 65 - 12 / 2 = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 = 390 / 10 = 39 \text{ cm} \\ b_1 = 390 / 3 = 130 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b_1 \leq \min \{26,5 ; 39 ; 130\} \quad b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

## 2) Calcul des poutrelles:

Le calcul des poutrelles se fait pour une bonde de 1ml en deux étapes :

### a) . Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m<sup>2</sup> et celui de la main d'œuvre.

#### - Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml.}$$

#### - Poids du corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN / ml.}$$

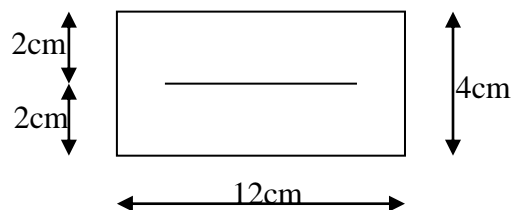


Figure III.10 : schéma de la poutrelle

- Poids totale :

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge de l'ouvrier :

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

❖ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

• Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

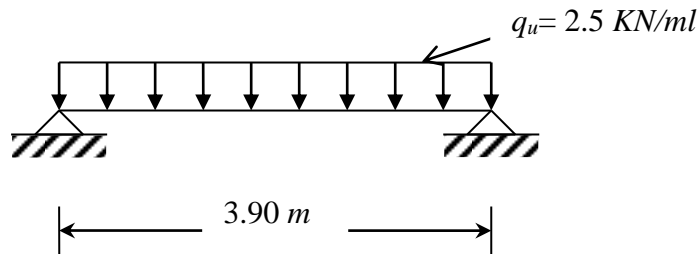


Figure III.11 : Schéma de calcul de la poutrelle

• Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{(3.90)^2}{8} = 4.75 \text{ KN.m.}$$

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.9}{2} = 4.875 \text{ KN}$$

• Ferrailage :

$$b = 12 \text{ cm. ; } c = 2 \text{ cm ; } h_0 = 4 \text{ cm ; } d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm. (d : hauteur utile).}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{4.75 \times 10^6}{(120) \times (20)^2 \times 14.2} = 6.968$$

$$\mu_b = 6.96 > \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est doublement armée.}$$

**Conclusion :**

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, il est impossible de disposer deux nappes d'armature, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais pour soulager la poutrelle pour l'aide à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

**Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$M_1 = U_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} \longrightarrow M_1 = 0.392 \times 0.12 \times (0.02)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.267 \text{ KN.m}$$

$$L_{\max} = (8 \times M_1 / q_u)^{1/2} \longrightarrow L_{\max} = (8 \times 0.26 / 2.5)^{1/2} = 0.91 \text{ m}$$

Donc On prend  $l = 1 \text{ m}$  entre étais.

**b) Après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis. Elle aura une section en T, avec une inertie constante.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « qu » uniformément répartie.

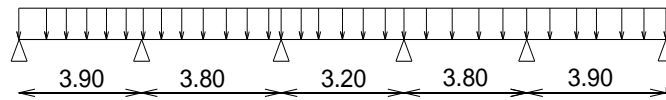
Donc, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

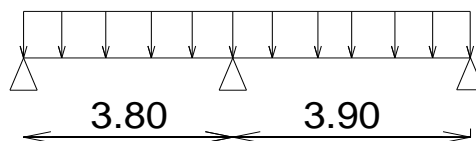
- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode des trois moments.
- ✓ Méthode de Caquot.

**A/ Plancher corps creux pour les étages courants :**

Nous avons deux cas à étudier pour avoir le cas le plus défavorable :



*Figure III.12 : Le schéma statique 1*



*Figure III.13 : Schéma statique 2*

La vérification de la méthode à utiliser :

**❖ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

Suivant le BAEL 91 on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées (**Article B.6.2, 210/ BAEL 91**) :

**C<sub>1</sub>** : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m<sup>2</sup> :

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

Plancher étage courant à usage habitation

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < \max \{2G = 5.48 \times 2 = 10.96 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} = 10.96 \text{ KN/m}^2$$

⇒ Condition vérifiée

Plancher 1<sup>ère</sup> étage à usage de service

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 < \max \{2G = 5.48 \times 2 = 10.96 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} = 10.96 \text{ KN/m}^2$$

⇒ Condition vérifiée

Plancher RDC à usage commercial

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 < \max \{2G = 5.48 \times 2 = 10.96 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} = 10.96 \text{ KN/m}^2$$

⇒ Condition vérifiée

**C<sub>2</sub>** : Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées ⇒ Condition vérifiée

**C<sub>3</sub>** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{390}{380} = 1.02$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{380}{320} = 1.18$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{320}{380} = 0.84$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{380}{390} = 0.97$$

⇒ Condition vérifiée

**C<sub>4</sub>** : La fissuration est considérée comme non préjudiciable ⇒ Condition vérifiée

**Conclusion :**

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

**1) Application de la méthode forfaitaire****❖ Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99)**

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  $M_0$  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 d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \text{ avec : } 0 \leq \alpha \leq 2/3$$

$M_0$ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée  $L$  que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moment isostatique)  $M_w, M_s$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

$M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

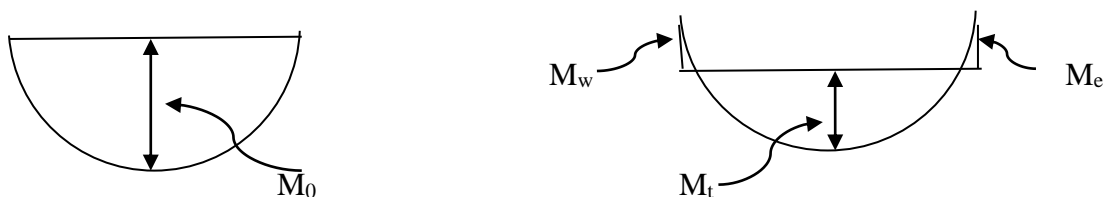
$M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$\checkmark M_t \geq \max \{ 1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$



**Figure III.14 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)**

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6  $M_0$  pour une poutre à deux travées ;
- 0,5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,4  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

● **Effort tranchant :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est :  $T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

$M_{i+1}$ ,  $M_i$  : moments aux appuis (i+1) et (i) respectivement de la travée considérée et à prendre avec les signes.

$\theta(x)$  : Effort tranchant de la travée isostatique,

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad T_{i+1} = \frac{-q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

❖ **Application de la méthode pour les étages courants :**

**1<sup>er</sup> cas de poutre**

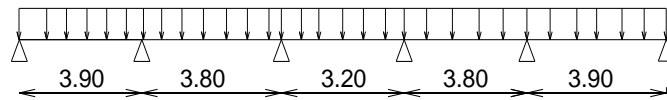


Figure III.15 : Schéma statique de la poutre

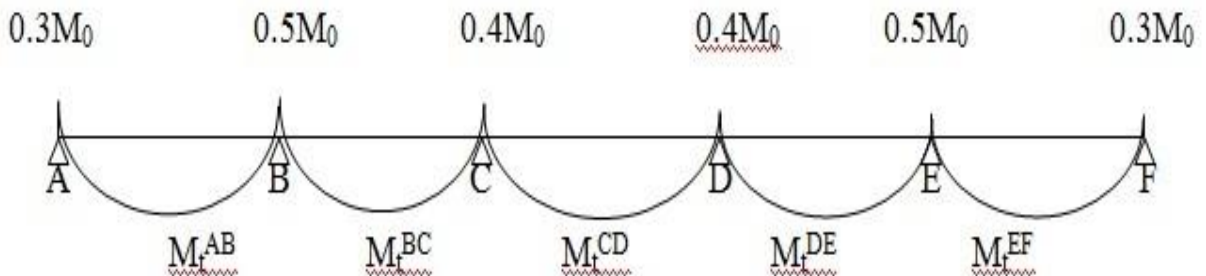


Figure III.16 : diagramme des moments d'une poutre continue

## ✓ Calcul le rapport de charge

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.48} = 0.2148$$

Tableau III.1 : Rapport de charges

A	$1+0,3\alpha$	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$	$\frac{1+0,3\alpha}{2}$
<b>0.2148</b>	1.064	0.632	0.532

## ✓ Calcul de la charge

ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.48 + 1.5 \times 1.5 = 9.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de } 0.65\text{m } q_u = 9.64 \text{ KN/m}^2 \times 0.65\text{m} = 6.27 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6.27 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.48 + 1.5 = 6.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de } 0.65\text{m } q_s = 6.98 \text{ KN/m}^2 \times 0.65\text{m} = 4.53 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.53 \text{ KN/ml}$$

## ✓ Calcul du moment isostatique :

Le moment isostatique est déterminé par :  $M_0 = qul^2/8$

$$M_{0AB} = q_u l_{AB}^2/8 = 6.27 \times 3.9^2/8 = 11.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = q_u l_{BC}^2/8 = 6.27 \times 3.8^2/8 = 11.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = q_u l_{CD}^2/8 = 6.27 \times 3.2^2/8 = 8.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = q_u l_{DE}^2/8 = 6.27 \times 3.8^2/8 = 11.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = q_u l_{EF}^2/8 = 6.27 \times 3.9^2/8 = 11.92 \text{ KN.m}$$

## ✓ Moments aux appuis :

$$M_A = M_F = 0.3 M_0 = 0.3 \times 11.92 = 3.57 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0.5 M_0 = 0.5 \times 11.92 = 5.96 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0.4 M_0 = 0.4 \times 11.31 = 4.52 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments En travées :**

➤ Pour les travées de rive (A - B) et (E - F) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \text{ . et } (1 + 0.3\alpha = 1.064 \geq 1.05)$$

$$M_t + \left(\frac{3.57 + 5.96}{2}\right) \geq (1.064 \times 11.92) \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 7.91 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 7.53 \text{ KN.m ;}$$

Soit :  $M_t^{AB} = M_t^{EF} = 7.91 \text{ KN.m}$

➤ Pour les travées intermédiaires (B - C) et (D - E) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \text{ ; et } (1 + 0.3\alpha = 1.064 \geq 1.05)$$

$$M_t + \left(\frac{5.96 + 4.52}{2}\right) \geq (1.064 \times 11.31) \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 6.79 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 6.016 \text{ KN.m ;}$$

Soit :  $M_t^{BC} = M_t^{DE} = 6.79 \text{ KN.m}$

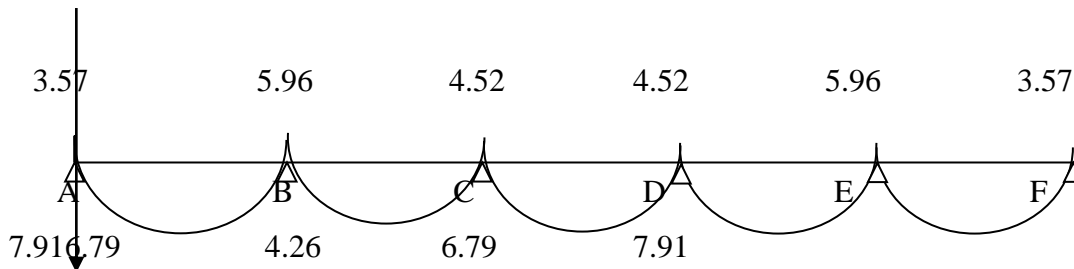
➤ Pour les travées (C - D) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \text{ ; et } (1 + 0.3\alpha = 1.064 \geq 1.05)$$

$$M_t + \left(\frac{4.52 \times 4.52}{2}\right) \geq (1.064 \times 8.02) \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 4.01 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 4.26 \text{ KN.m ;}$$

Soit :  $M_t^{CD} = 4.26 \text{ KN.m}$



**Figure III.17 :** diagramme des moments fléchissants d'une poutre continue.

✓ **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donnée par la formule suivante :

$$T(x) = \Theta(x) + M_{i+1} - M_i / L_i$$

Avec :

$$\Theta(x=0) = q_u l / 2 \quad \text{et} \quad \Theta(x=l) = -q_u l / 2$$

$$T_w = q_u l / 2 + (M_{i+1} - M_i) / l_i$$

$$T_e = -q_u l / 2 + (M_{i+1} - M_i) / l_i$$

**T(x)** : effort tranchant sur appui, **Θ(x)** : effort tranchant de la travée isostatique.

**M<sub>i+1</sub>, M<sub>i</sub>** : moment sur appuis i ,i+1 respectivement en valeur algébrique.

**T<sub>w</sub>, T<sub>e</sub>** : effort tranchant sur appui gauche et droite de la travée.

**L** : longueur de la travée.

**Etude de la travée AB**

$$T_A = q_u l_{AB} / 2 + (M_B - M_A) / l_{AB} = 6.27 \times 3.9 / 2 + (-5.96) - (-3.57) / 3.9 = 11.61 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u l_{AB} / 2 + (M_B - M_A) / l_{AB} = -6.27 \times 3.9 / 2 + (-5.96) - (-3.57) / 3.9 = -12.83 \text{ KN}$$

**Etude de la travée BC**

$$T_B = q_u l_{BC} / 2 + (M_C - M_B) / l_{BC} = 6.27 \times 3.8 / 2 + (-4.52) - (-5.96) / 3.8 = 12.29 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u l_{BC} / 2 + (M_C - M_B) / l_{BC} = -6.27 \times 3.8 / 2 + (-4.52) - (-5.96) / 3.8 = -11.53 \text{ KN}$$

**Etude de la travée CD**

$$T_C = q_u l_{CD} / 2 + (M_D - M_C) / l_{CD} = 6.27 \times 3.2 / 2 + (-4.52) - (-4.52) / 3.2 = 10.03 \text{ KN}$$

$$T_D = -q_u l_{CD} / 2 + (M_D - M_C) / l_{CD} = -6.27 \times 3.2 / 2 + (-5.228) - (-5.228) / 3.2 = -10.03 \text{ KN}$$

**Etude de la travée DE**

$$T_D = q_u l_{DE} / 2 + (M_E - M_D) / l_{DE} = 6.27 \times 3.8 / 2 + (-5.96) - (-4.52) / 3.8 = 11.53 \text{ KN}$$

$$T_E = -q_u l_{DE} / 2 + (M_E - M_D) / l_{DE} = -6.27 \times 3.8 / 2 + (-5.96) - (-4.52) / 3.8 = -12.29 \text{ KN}$$

**Etude de la travée EF**

$$T_E = q_u l_{EF} / 2 + (M_F - M_E) / l_{EF} = 7.246 \times 3.9 / 2 + (-4.131) - (-6.885) / 3.9 = 12.83 \text{ KN}$$

$$T_F = -q_u l_{EF} / 2 + (M_F - M_E) / l_{EF} = -7.246 \times 3.9 / 2 + (-4.131) - (-6.885) / 3.9 = -11.61 \text{ KN}$$

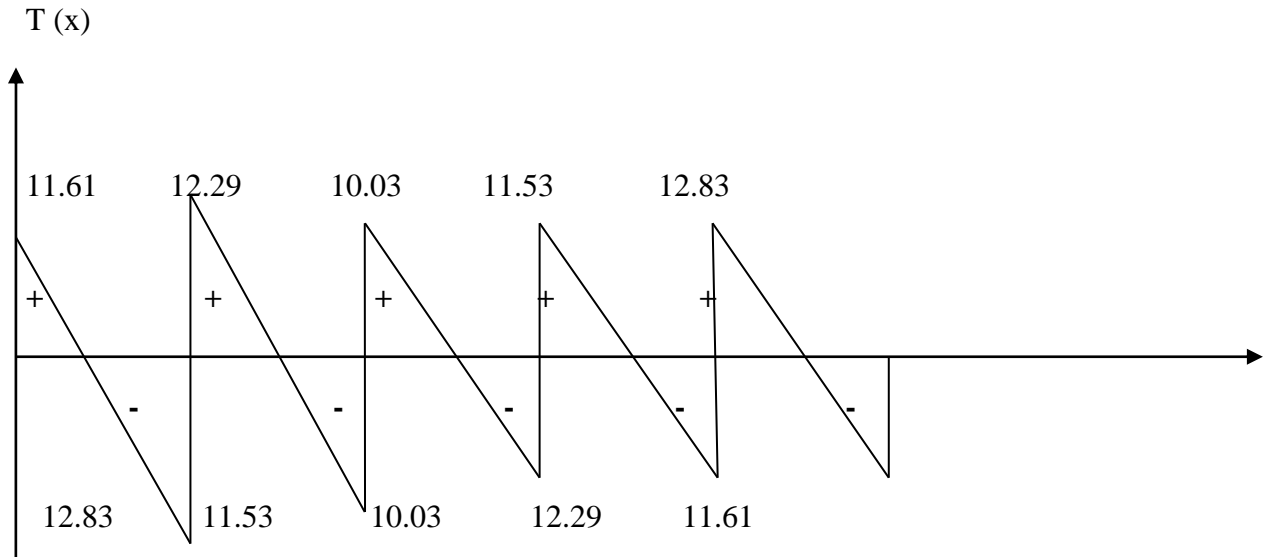


Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

**Conclusion :**

Le moment maximum aux appuis  $M_a^{max} = 5.96 \text{ KN.m}$

Le moment maximum en travée  $M_t^{max} = 7.91 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant maximum  $T^{max} = 12.83 \text{ KN}$

**2<sup>ème</sup> cas**

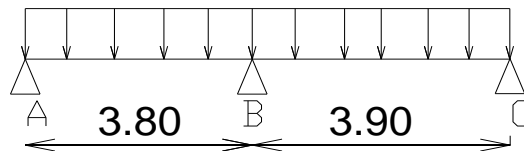


Figure III.19 : Schéma statique du 2<sup>ème</sup> cas

$q_u = 6.27 \text{ KN/ml}$

$q_s = 4.53 \text{ KN/ml}$

✓ **Calcul du moment isostatique :**

Le moment isostatique est déterminé par :  $M_0 = q l^2 / 8$

$$M_{0AB} = q_u l_{AB}^2 / 8 = 6.27 \times 3.8^2 / 8 = 11.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = q_u l_{BC}^2 / 8 = 6.27 \times 3.9^2 / 8 = 11.92 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3 M_0 = 0.3 \times 11.31 = 3.39 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 0.6 \times 11.92 = 7.15 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3 M_0 = 0.3 \times 11.92 = 3.57 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments En travées :**

➤ Pour les travées de rive (A - B) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \text{ . et } (1 + 0.3\alpha = 1.064 \geq 1.05)$$

$$M_t + \left( \frac{3.39 + 7.15}{2} \right) \geq (1.064 \times 11.31) \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 6.76 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 7.14 \text{ KN.m ;}$$

Soit :  $M_t^{AB} = 7.14 \text{ KN.m}$

➤ Pour les travées de rive (B - C) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \text{ . et } (1 + 0.3\alpha = 1.064 \geq 1.05)$$

$$M_t + \left( \frac{7.15 + 3.57}{2} \right) \geq (1.064 \times 11.92) \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 7.53 \text{ KN.m ;}$$

Soit :  $M_t^{BC} = 7.53 \text{ KN.m}$

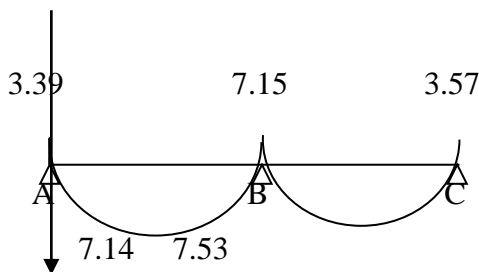


Figure III.20 : diagramme des moments fléchissant

✓ **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donnée par la formule suivante :

$$T(x) = \Theta(x) + M_{i+1} - M_i / L_i$$

Avec :

$$\Theta(x=0) = q_u l / 2 \text{ et } \Theta(x=l) = -q_u l / 2$$

$$T_w = q_u l / 2 + (M_{i+1} - M_i / l_i)$$

$$T_e = -q_u l / 2 + (M_{i+1} - M_i / l_i)$$

$T(x)$  : effort tranchant sur appui,  $\Theta(x)$  : effort tranchant de la travée isostatique.

$M_{i+1}, M_i$  : moment sur appuis  $i, i+1$  respectivement en valeur algébrique.

$T_w, T_e$  : effort tranchant sur appui gauche et droite de la travée.

$L$  : longueur de la travée.

**Etude de la travée AB**

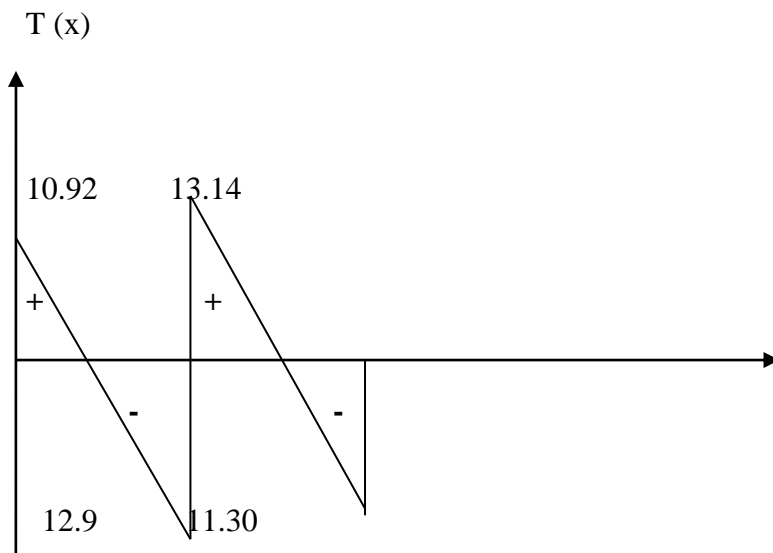
$$T_A = q_u l_{AB} / 2 + (M_B - M_A) / l_{AB} = 6.27 \times 3.8 / 2 + (-7.15) - (-3.39) / 3.8 = 10.92 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u l_{AB} / 2 + (M_B - M_A) / l_{AB} = -6.27 \times 3.8 / 2 + (-7.15) - (-3.39) / 3.8 = -12.9 \text{ KN}$$

**Etude de la travée BC**

$$T_B = q_u l_{BC} / 2 + (M_C - M_B) / l_{BC} = 6.27 \times 3.9 / 2 + (-3.57) - (-7.15) / 3.9 = 13.14 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u l_{BC} / 2 + (M_C - M_B) / l_{BC} = -6.27 \times 3.9 / 2 + (-3.57) - (-7.15) / 3.9 = -11.3 \text{ KN}$$



*Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU*

**Conclusion :**

Le moment maximum aux appuis  $M_a^{\max} = 7.15 \text{ KN.m}$   
 Le moment maximum en travée  $M_t^{\max} = 7.53 \text{ KN.m}$   
 L'effort tranchant maximum  $T^{\max} = 13.14 \text{ KN}$

On prend les efforts internes les plus défavorables :

<b>Moment maximum aux appuis</b>	<b><math>M_a^{\max} = 7.15 \text{ KN.m}</math></b>
<b>Le moment maximum en travée</b>	<b><math>M_t^{\max} = 7.91 \text{ KN.m}</math></b>
<b>L'effort tranchant maximum</b>	<b><math>T^{\max} = 13.14 \text{ KN}</math></b>

❖ Calcul des armatures :

• Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

a) Armatures longitudinales :

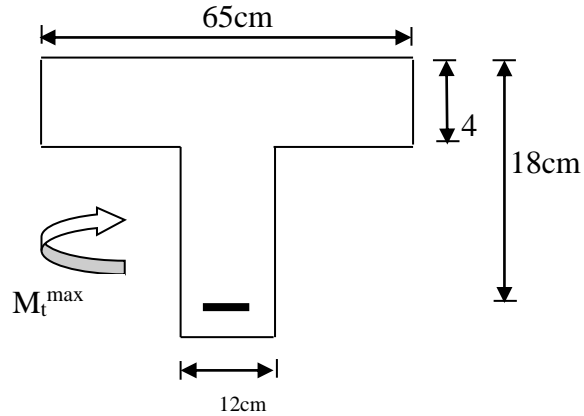


Figure III.22 : Disposition des armatures en T

1) En travées

Le moment maximal en travée :  $M_{\max}^t = 7.91 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{ab}^t = 59.072 \text{ KN.m} \quad \text{avec } d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$M_t^{\max} < M_{t \text{ ab}} \quad \Rightarrow \quad \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.91 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0264$$

$$\mu_b = 0.0264 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée donc } A'_s = 0$$

$$\mu_b = 0.0264 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.91 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.279 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour : } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**2) Aux appuis**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis :  $M_a^{\max} = 7.15 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{7.15 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.1295$$

$$\mu_b = 0.129 < \mu_c = 0.392 \quad \Rightarrow \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.129 \quad \Rightarrow \Rightarrow \beta = 0.931$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.15 \times 10^3}{0.931 \times 18 \times 348} = 1.226 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \Rightarrow \text{On opte pour : } A^a = \mathbf{2HA12} = \mathbf{2.26 \text{ cm}^2}$$

**c) Armatures transversales :**

❖ **Section minimale d'armatures d'âme : (Art A.5.1,22 /BAEL91 modifié 99)**

Si on désigne par  $A_t$  la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité  $f_e$ ,

$$\text{on doit avoir : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$$

L'espacement ( $S_t$ ) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs :  $0.9d$  et  $40 \text{ cm}$ .

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16.2; 40 \} = 16.2 \text{ cm} \quad \text{Soit: } \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \Rightarrow \quad \mathbf{A_t = 0.18 \text{ cm}^2}$$

❖ **Calcul des armatures transversales: (Art A.7.2 ,21 /BAEL91 modifié 99)**

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à  $h/35$  ( $h$  étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\} \quad \Phi_l \text{ Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} = 5.71 \text{ mm}$$

On choisit un étrier **2Ø8** =  $1.01 \text{ cm}^2$ .

**Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers  $\Theta 8$ , avec un espacement constant  $S_t = 15 \text{ cm}$  sur la totalité des poutrelles.

**❖ Calcul de l'ancrage :****Ancrages rectilignes : (Art A.6.1, 22 /BAEL91 modifié 99)**

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_S$  dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

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

$$L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91(A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4L_S$  pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4L_S = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

**A) Vérifications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité : (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)**

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticités garante. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur «  $b$  » armée d'une section «  $A_s$  » cette condition s'exprime par :

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

**1) En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**2) Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Garder le ferrailage calculé}$$

- **Condition tangentielle (Justification sous sollicitation de l'effort tranchant) : (Art A.5.1 /BAEL 91 modifié 99)**

Les poutres soumises à des efforts sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle  $\tau_u$ , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{MPa} \right) \right\} = \{3.33; 5\} = 3.33 \text{MPa} \text{ Fissuration non}$$

Préjudiciable. Avec  $T_{\max} = 13.14 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{13.14}{120 \times 180} \times 10^3 = 0.608 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.608 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Condition d'adhérence et entrainement des barres : (Art. A.6.1,3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

❖ **Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa.}$$

❖ **Calcul de  $\tau_{se}$  :**

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = n \phi \pi = 3.14 \times 3 \times 1.2 = 11.3 \text{cm} = 113 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.14 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113} = 0.71 \text{MPa} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 0.71 \text{MPa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

- appui de rive (Art A 5.1.312/BAEL91)

On doit prolonger au –delà de l'appui coté travée et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant

$$A_{st} \geq T_u^{\max} \gamma_s / f_e$$

$$A_{st} \geq 13.14 \times 10^3 \times 1.15 / 400 = 37.77 \text{ mm}^2 = 0.377 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.377 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- appuis intermédiaire (Art A 5.1.321/BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $(0.9.T_u.d)$  on doit prolonger les armatures en travée au delà des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égale à

$$T_u^{\max} = M_{\max} / 0.9d$$

$$T_u^{\max} = 13.14 \text{ KNM} / a^{\max} = 7.15 \text{ KN.m}$$

$$0.9dT_u^{\max} = 0.9 \times 180 \times 13.14 \times 10^3 = 2.12868 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_a^{\max} > 0.9dT_u^{\max} \longrightarrow \text{Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313/BAEL 91 modifié 99)**

Pour les appuis simples d'about, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$T_{\max} \leq \frac{0.4b_0.a.f_{c28}}{\gamma_b}$$

a : longueur d'appuis de la bielle  $a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$\frac{0.4 \times 120 \times (0.9 \times 180) \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 13.14 \text{ KN} < V_{\max} = 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la condition moyenne sur appuis intermédiaire**

$$\sigma_{bc}^{\max} = T_u^{\max} / 0.9db_0 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 1.3 (f_{c28} / \gamma_b) = 1.3 (25 / 1.5) = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = 13.14 \times 10^3 / (0.9 \times 180 \times 120) = 0.675 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = 0.675 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 21.66 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**B) Vérification à l'ELS :**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui sont relative :

- ✓ Etat limite d'ouvertures des fissures
- ✓ Etat limite de résistance de béton en compression
- ✓ Etat limite de déformation

**1) Combinaison de charges à l'ELS**

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge ( $q_u$ ). Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par ( $q_s$ ) et de diviser par ( $q_u$ ) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.187}{7.246} = 0.7158$$

**Tableau III.3 : Vérifications à l'état limite de service (ELS)**

	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>moment maximum aux appuis</b>	$M_a^{\max} = 7.15 \text{ KN.m}$	$M_a^{\max} = 7.15 \times 0.7158$ <b>= 5.11 KN.m</b>
<b>Le moment maximum en travée</b>	$M_t^{\max} = 7.91 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 7.91 \times 0.7158$ <b>= 5.66 KN.m</b>
<b>L'effort tranchant maximum</b>	$T^{\max} = 13.14 \text{ KN}$	$T^{\max} = 13.14 \times 0.7158$ <b>= 9.4 KN</b>

**❖ Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99)**

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manier à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieur à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation d'ouvrage.

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable car l'élément est couvert, on admet donc de ne pas effectuer de vérifications de l'état limite d'ouverture de fissures

❖ **Etat limite de résistance du béton en compression :**

• **Contrainte dans l'acier :**

1) **En travée**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b_0 \times d} \times 100 = \frac{3.39}{12 \times 18} \times 100 = 1.56$$

$$\rho_1 = 1.56 \Rightarrow k_1 = 15.67 \text{ et } \beta_1 = 0.837$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts \max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.66 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 339} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 110.82 \text{ PA}$$

$$\sigma_s = 110.82 \leq \bar{\sigma}_s = 400/1.15 = 348 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) **Aux appuis**

$$\sigma_s = M_{as \max} / \beta_1 d A_{st} \quad \sigma_s = 5.11 \times 10^6 / 0.837 \times 180 \times 226 = 150.07 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 150.07 \text{ MPA} \leq \sigma_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

1) **En travée**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{110.82}{15.67} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = 7.07 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 7.48 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) **Aux appuis**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{150.07}{15.67} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = 9.57 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 9.57 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91 ) :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

- |  |   |
|--|---|
| Avec $h$ : la hauteur totale de la section           | $h = 20 \text{ cm}$                               |
| $L$ : longueur de la travée.                         | $L = 3,90 \text{ m}$                              |
| $b_0$ : largeur de la nervure.                       | $b_0 = 12 \text{ cm}$                             |
| $M_t$ : moment de flexion maximal                    | $M_t = 5.66 \text{ kN.m}$                         |
| $M_0$ : moment isostatique                           | $M_0 = 4.53 \times 3.9^2 / 8 = 8.61 \text{ KN.m}$ |
| $f_e$ : contrainte limite d'élasticité des armatures | $f_e = 400 \text{ MPa}$                           |
| $A_s$ : section des armatures                        | $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$                         |

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0,051 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,051 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{5.66}{15 \times 8.61} = 0,043 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,0156 \geq \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vue que les 3 conditions sont vérifiées donc on procède pas au calcul de la flèche.

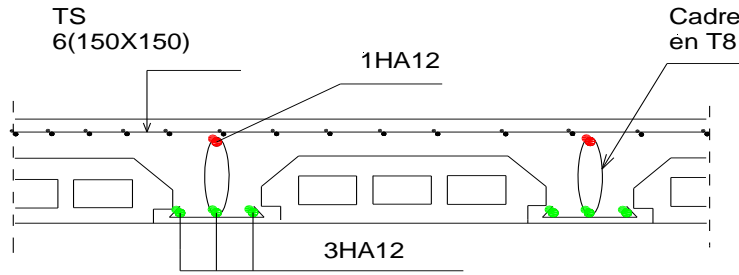
**Conclusion :**

**Armatures longitudinales :**

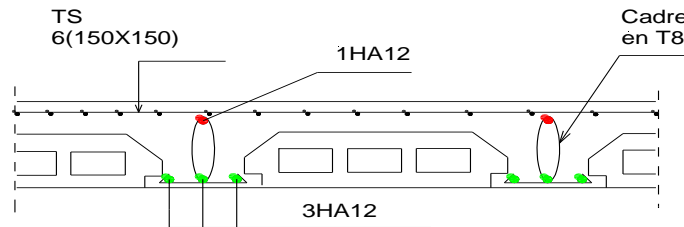
- 3HA12 en travée.
- 2HA12 aux appuis.

**Armatures transversales :**

- 2 étriers en HA8.



FigureIII-23.Schéma de ferrailage de Plancher en corps creux En travée pour les étages courants à part des deux panneaux(présiser dans la suite)



FigureIII-23.Schéma de ferrailage de Plancher en corps aux appuis pour les étages courants à part des deux panneaux(présiser dans la suite)

**B/ Calcul de plancher à corps creux pour les deux travée identique A.B-2.3 et E.F-2.3**

Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour les deux travées identiques A B - 23 et E F - 23

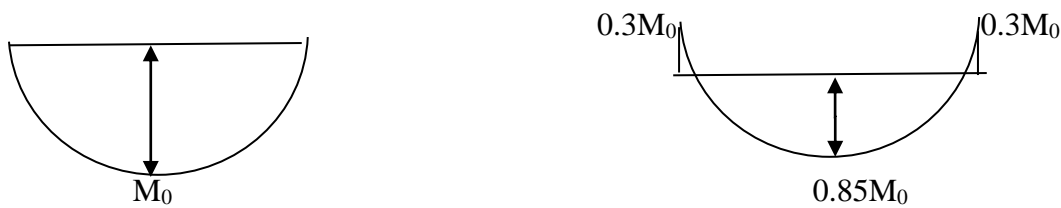
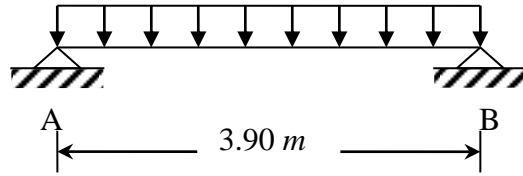


Figure III.25: Schéma statique et diagramme des moments

✓ ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.48 + 1.5 \times 2.5 = 11.148 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de } 0.65\text{m } q_u = 11.148 \text{ KN/m}^2 \times 0.65\text{m} = 7.246 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 7.246 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.48 + 2.5 = 7.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de } 0.65\text{m } q_s = 7.98 \text{ KN/m}^2 \times 0.65\text{m} = 5.187 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 5.187 \text{ KN/ml}$$

Le moment isostatique est déterminé par :  $M_0 = qul^2/8$

$$M_{0AB} = q_u l_{AB}^2 / 8 = 7.246 \times 3.9^2 / 8 = 13.77 \text{ KN.m}$$

✓ Moments aux appuis :

$$M_A = M_B = 0.3 M_0 = 0.3 \times 13.77 = 4.131 \text{ KN.m}$$

✓ Moments aux travée

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 13.77 = 11.7 \text{ KN.m}$$

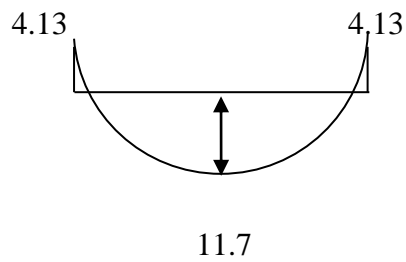


Figure III.26 : Diagramme des moments

✓ Calcul des efforts tranchants :

Etude de la travée AB

$$T_A = q_u l_{AB} / 2 = 7.246 \times 3.9 / 2 = 14.13 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u l_{AB} / 2 = -7.246 \times 3.9 / 2 = -14.13 \text{ KN}$$

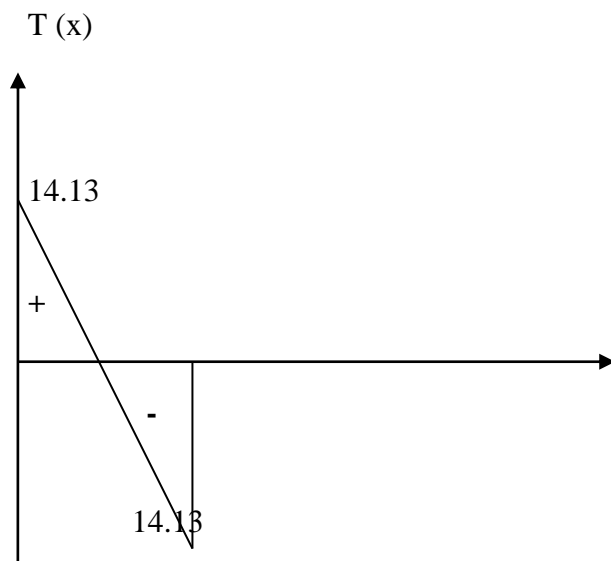


Figure III.27 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

**Conclusion :**

Le moment max aux appuis  $M_a^{\max} = 4.13 \text{ KN.m}$

Le moment max en travée  $M_t^{\max} = 11.7 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max  $T^{\max} = 14.13 \text{ KN}$

### 1) Combinaison de charges à l'ELS

Tableau III.4 : Vérifications à l'état limite de service (ELS)

	ELU	ELS
<b>moment max aux appuis</b>	$M_a^{max} = 4.13 \text{ KN.m}$	$M_a^{max} = 4.13 \times 0.7158$ $= 2.95 \text{ KN.m}$
<b>Le moment max en travée</b>	$M_t^{max} = 11.7 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 11.7 \times 0.7158$ $= 8.37 \text{ KN.m}$
<b>L'effort tranchant Le max</b>	$T^{max} = 14.13 \text{ KN}$	$T^{max} = 14.13 \times 0.7158$ $= 10.11 \text{ KN}$

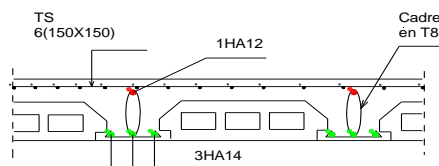
**Conclusion :**

**Armatures longitudinales :**

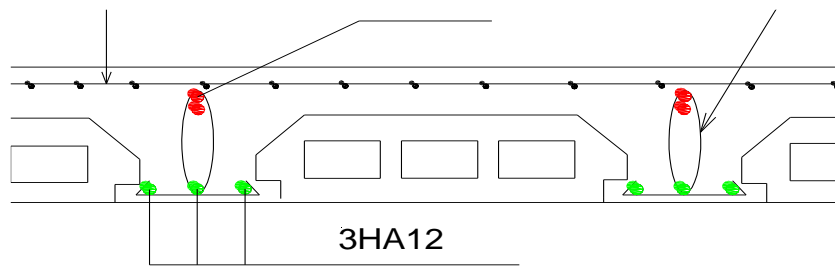
- 3HA14 en travée.
- 2HA12 aux appuis.

**Armatures transversales :**

- 2 étriers en HA8.



FigureIII-28.Schéma de ferrailage de Plancher en corps creux En travée pour les deux travées identiques



FigureIII-29.Schéma de ferrailage de Plancher en corps creux aux appuis pour les deux travée identiques

**C/ Plancher à corps creux pour l'étage service**

On prend les efforts les plus défavorables :

<b>Moment max aux appuis</b>	<b><math>M_a^{\max} = 8.26 \text{ KN.m}</math></b>
<b>Le moment max en travée</b>	<b><math>M_t^{\max} = 9.55 \text{ KN.m}</math></b>
<b>L'effort tranchant Le max</b>	<b><math>T^{\max} = 15.18 \text{ KN}</math></b>

*Tableau III.5 : Les moments a l'ELU et l'ELS*

	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>moment max aux appuis</b>	<b><math>M_a^{\max} = 8.26 \text{ KN.m}</math></b>	<b><math>M_a^{\max} = 8.26 \times 0.7158</math> <b>= 5.91 KN.m</b></b>
<b>Le moment max en travée</b>	<b><math>M_t^{\max} = 9.55 \text{ KN.m}</math></b>	<b><math>M_t^{\max} = 9.55 \times 0.7158</math> <b>= 6.83 KN.m</b></b>
<b>L'effort tranchant Le max</b>	<b><math>T^{\max} = 15.18 \text{ KN}</math></b>	<b><math>T^{\max} = 15.18 \times 0.7158</math> <b>= 10.86 KN</b></b>

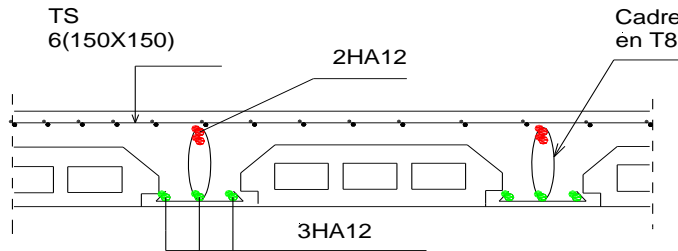
**Conclusion :**

**Armatures longitudinales :**

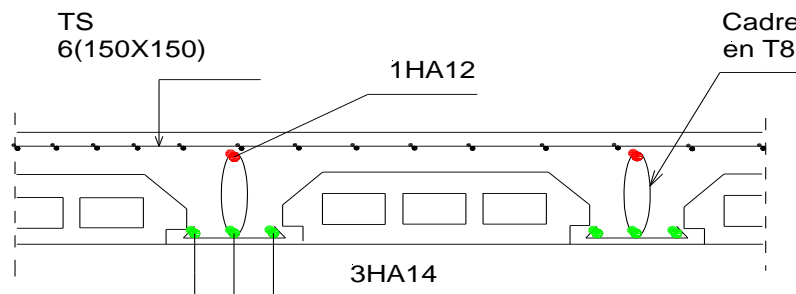
- 3HA14 en travée.
- 2HA12 aux appuis.

**Armatures transversales :**

- 2 étriers en HA8.



FigureIII-30.Schéma de ferrailage de Plancher en corps creux aux appuis pour étage de service



FigureIII-31.Schéma de ferrailage de Plancher en corps creux En travée pour étage de service

### III.3 .Les escaliers

#### 1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Dans ce projet, il existe un seul type d'escaliers, c'est l'escalier à deux volées parallèles avec un palier intermédiaire en béton armé coulé sur place.

#### ➤ Notions utilisées :

Les caractéristiques géométriques des escaliers sont :

$h$  : la hauteur de la contre marche

$g$  : la largeur de la marche.

$n$  : nombre de contre marches.

$H$  : hauteur de la volée.

$n-1$  : nombre de marches.

$L$  : longueur de la volée.

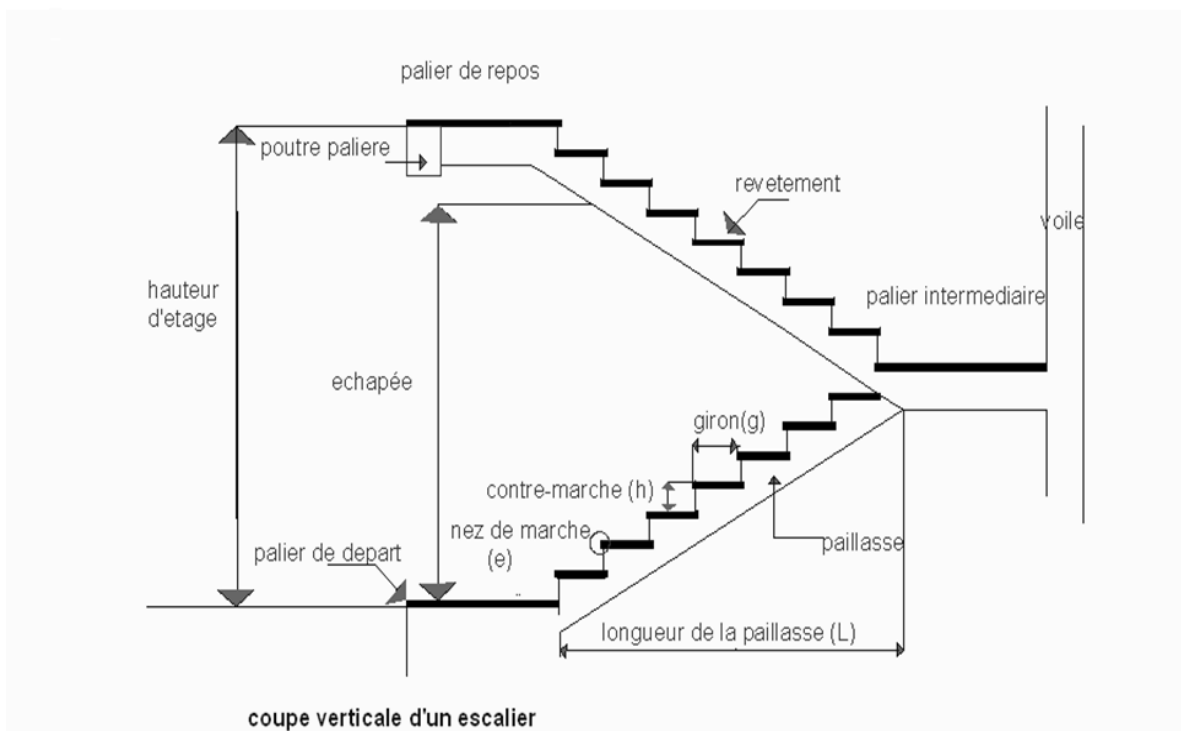


Figure III.32 : Coupe verticale d'un escalier.

#### ➤ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : c'est la partie horizontale sur la quel on pose le pied pour monter ou descendre d'un niveau à un autre, de largeur  $g$  (giron); telle que  $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

Sachant que :  $n=H/h$  avec :

n : nombre de marches

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

h : hauteur de contre marche.

- **La contre marche** « h » : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche. Avec :  $15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche (w) de l'escalier

Maison individuelle :  $w \geq 80\text{ cm}$

Bâtiment collectif :  $w \geq 120\text{ cm}$

- **Palier intermédiaire**(ou de repos  $L_p$ ): C'est la partie horizontale d'un escalier Séparent deux volées successives (la longueur de palier de repos doit être de 03 marches au moins)  $L_p \geq 3g$ .

- **Paillasse** :

est la dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marches.

- **La volée** :

C'est l'ensemble (marche, contre marche, paillasse) compris entre deux paliers successifs.

(pour le confort des personnes la volée doit comportera maximum 18 à 19 marches).

## 2. Pré dimensionnement de l'escalier :

### ➤ Vérification de la relation de BLONDEL :

Les escaliers seront pré dimensionné suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architectures.

Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

Généralement pour un bâtiment collectif a usage d'habitation ou publique la hauteur de la marche doit être telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm} \\ 28 \leq g \leq 36\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend : **h = 17cm et g = 30cm**

Le nombre de contre marche :  $n=H/h$

$$n=153/17=9 \quad \text{Donc : } \mathbf{n=9 \text{ contre marches}}$$

Le nombre de marches :  $m=n-1$

$$m=9-1=8 \quad \text{Donc : } \mathbf{m=8 \text{ marches}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \\ 59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

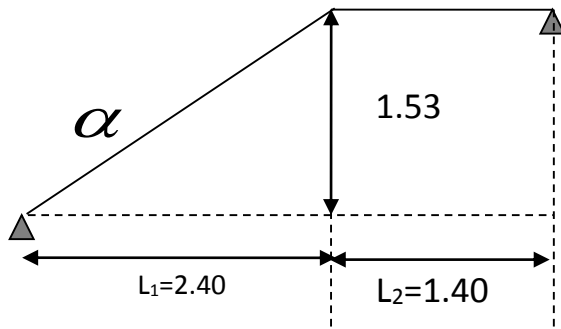


Figure III.33 : Le schéma statique de l'escalier

$L_1$  : longueur projetée de la volée.

$L_2$  : longueur du palier d'arrivée.

➤ **Épaisseur de la paillasse et du palier intermédiaire :**

**A- La paillasse:**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$$

Avec  $L_0$  longueur totale entre nus des appuis.

**L1**

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\operatorname{tg} \alpha = H/L_1 = 153/240 = 0.637 \text{ d'ou}$$

$$\alpha = \operatorname{arc} \operatorname{tg} 0.637 = 32.51^\circ$$

$$\text{Donc : } L_0 = 240/\cos 32.51 + 140 = 424.59 \text{ cm.}$$

$$424.59/30 \leq e_p \leq 424.59/20$$

$$14.15 \leq e_p \leq 21.22$$

$$\text{Soit : } e_p = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

**B - Le palier :**

L'épaisseur de palier doit vérifier la condition suivante :

$$e \geq L_2/10 = 140/10 = 14 \text{ cm}$$

donc : On prend la même épaisseur pour le palier :  $e_{\text{palier}} = \mathbf{20 \text{ cm.}}$

### 3. Détermination des charges de calcul :

#### A) Charges permanentes :

L'étude s'effectuera pour une bande de 1m de longueur sur toute la volée considérée simplement appuyée sur deux appuis (des poutres) et calculée en flexion simple.

#### La paillasse :

**Tableau III-6 : charges permanentes de la paillasse.**

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
paillasse	0.20/cos32.51	25	5.92
Enduit ciment	0.02	18	0.36
marche	0.17/2	25	2.125
Garde corps	/	/	0.2
<b>G total=</b>			<b>9.76</b>

#### Le palier :

**Tableau III-7 : charges permanentes du palier**

Désignation	Epaisseur	P(KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton	0.20	25	5
Enduit ciment	0.02	18	0.36
<b>G total=</b>			<b>6.52</b>

#### B) Les charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q_p = Q_v = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

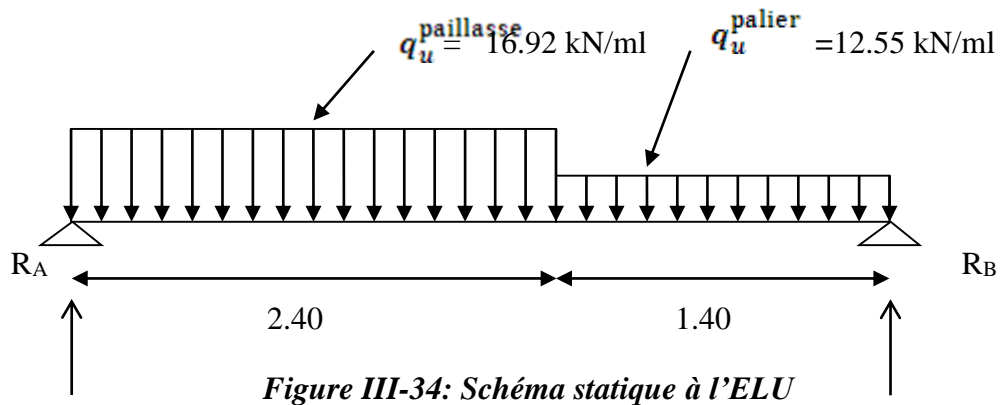
4. Calcul à l'ELU:

a. Combinaisons de charges :

Tableau III-8 : Combinaisons de charges

	ELU : $q_u = (1.35G+1.5 q) \times 1m$ [KN/ml]	ELS : $q_s = (G+ q) \times 1m$ [KN/ml]
Palier	$q_u^{palier} = (1.35 \times 6.52 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 12.55$	$q_s^{palier} = (6.52 + 2.5) \times 1m = 9.02$
Paillasse	$q_u^{paillasse} = (1.35 \times 9.76 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 16.92$	$q_s^{paillasse} = (9.76 + 2.5) \times 1m = 12.26$

b. calcul des efforts internes :



• Réaction d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16.92 \times 2.40 + 12.55 \times 1.40 = 58.17 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad (-16.92 \times 2.40 \times 1.2) + (-12.55 \times 1.4 \times (1.4/2 + 2.4)) + (3.80 \times R_B) = 0$$

Donc:  $R_B = 27.15 \text{ KN}$

$$R_A + R_B = 58.17 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 58.17 - 27.15 = 31.02 \text{ KN}$$

$$R_A = 31.02 \text{ KN}$$

Remarque :  $\left\{ \begin{array}{l} q_u \text{ de paillasse} = q_{u1} \\ q_u \text{ du palier} = q_{u2} \end{array} \right.$

• Efforts tranchants et moments fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.40$ .

$$T(x) = R_A - q_{u1}.x$$

$$T(x) = 31.02 - 16.92.x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 31.02 \text{ KN} \\ T(x=2.40) = 31.02 - 16.92 \times 2.40 = -9.58 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A . x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 31.02x - \frac{16.92}{2} x^2$$

$$M(x) = 31.02 x - 8.46 x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.40 \text{ m} \quad , \quad M(x=2.40) = 25.71 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  :

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1}.x = 0$$

$$x = R_A / q_{u1} = 31.02 / 16.92 = 1.83 \text{ m}$$

$$x = 1.83 \text{ m} \quad ; \quad x \in [0, 2.40].$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.40$ .

$$T(x) = - R_B + q_{u2}.x$$

$$T(x) = -27.15 + 12.55x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -27.15 \text{ KN} \\ T(x=1.40) = -9.58 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_B . x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 27.15.x - \frac{12.55}{2} x^2$$

$$M(x) = 27.15 . x - 6.27 x^2$$

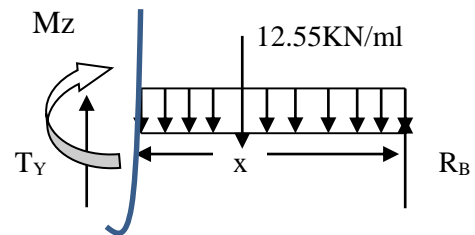
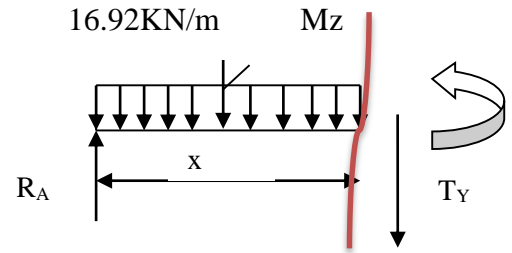
$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.40 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.40) = 25.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  ;

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_B - q_{u2}.x = 0$$

$$\Rightarrow x = R_B / q_{u2} = 27.15 / 12.55 = 2.16 \text{ m}$$

$$x = 2.16 \text{ m} \quad ; \quad x \notin [0, 1.40].$$



Calcul de  $M_z = \max$  ;

Pour  $x = 1.83\text{m}$

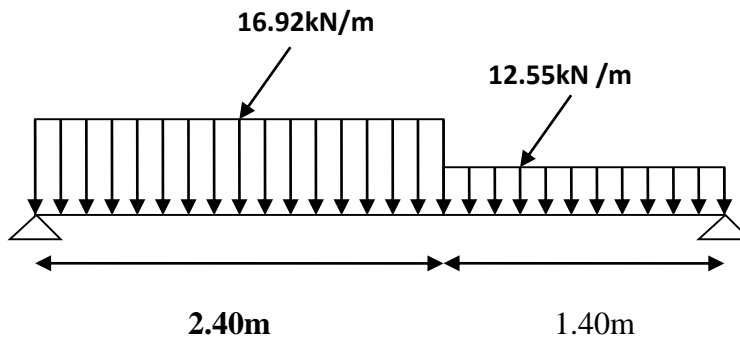
$$M(x = 1.83) = R_A \cdot x - q_{ul} \frac{x^2}{2} = 31.02x - \frac{16.92}{2} \cdot x^2$$

$$M(x = 1.83) = 28.43\text{KN.m} \Rightarrow M_z \max = 28.43\text{KN.m}$$

**c. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant:**

Les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KN.m]
<b>Moment aux appuis [<math>M_a</math>]</b>	$(-0.3) \times 28.43$	-8.52
<b>Moment en travée [<math>M_t</math>]</b>	$(0.85) \times 28.43$	24.16



*Figure III.35 : Schéma de chargement de l'escalier à l'ELU.*

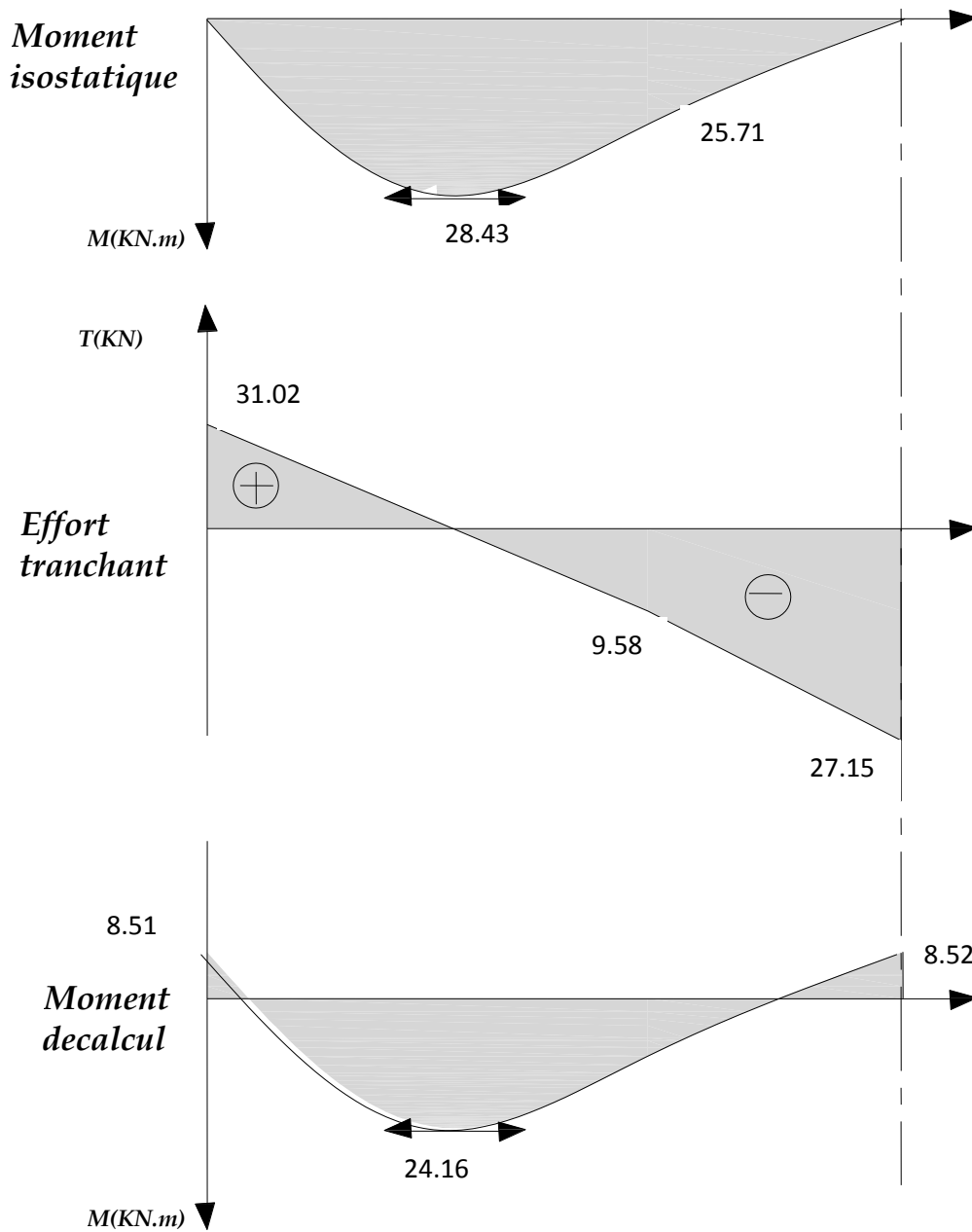


Figure III-36 : Diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants

**d. Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d’une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

$$M_u = -15.69 \text{ KNm}, d = 18 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

a) aux appuis :

- Armatures principales :

$$M_u = -8.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.52 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_b = 0.018 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.52 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.37 \text{ cm}^2$  on opte pour 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- Armatures de répartition :

$$A_r = A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

b) En travée :

- Armatures principales :

$$M_u = 24.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.16 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.052 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.052 \longrightarrow \text{D'après tableau : } \beta = 0.973$$

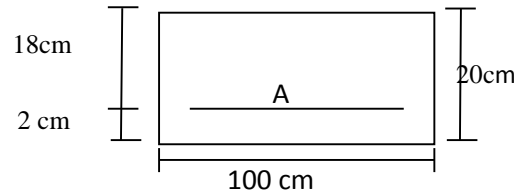
$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{24.16 \times 10^3}{0.973 \times 18 \times 348} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- Armatures de répartition :

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

Soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>. Avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .



### 5. Vérification à l'ELU :

#### ❖ Condition de non fragilité (Art A. 4, 2,1/BAEL91) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

#### ❖ Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

##### • Armatures principales :

$$S_{t \max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \max} \leq \min \{3 \times 20, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \max} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Aux appuis} : S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

##### • Armatures de répartition :

$$S_{t \max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20, 45\text{cm}\}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### ❖ Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3) que :

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

$$\text{Avec : } \psi_s = 1.5 ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :  $\tau_{se}$  : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$V_u$  : effort tranchant est égale à 31.02KN

$$\sum u_i : \text{Somme des périmètres des barres : } n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

$d$  : hauteur utile est égale à 18 cm.

$$\tau_{se} = \frac{31020}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.016 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.016 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ **Ancrage des armatures :**

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 1.016 < \bar{\tau}_{su} = 2.83 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3) :**

$$L_s = \frac{\emptyset_{travée} \times f_c}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à  $0.4 L_s$ .

$$0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm}$$

• **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets (BAEL 91/ Art A5, 2,2) :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{31.02 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.172 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.172 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL 91 Art A.5.1, 313) :**

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad V_u^{\max} \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 180 = 162 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 162 \times 1000 \times 25 = 1081350 \text{ N} = 1081.350 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 31.02 \text{ KN} < 1081.350 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les aciers (formulaire BA page 268) :**

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec :  $V_u$  : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

$M_u$  : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left( 31.02 \times 10^3 - \frac{8.52 \times 10^3 \times 10^3}{162} \right) = -62.02 \text{ mm}^2$$

$$A_a \geq -0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > -0.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**6. Calcul et vérification à l'ELS :**

**1-calcul des efforts internes :**

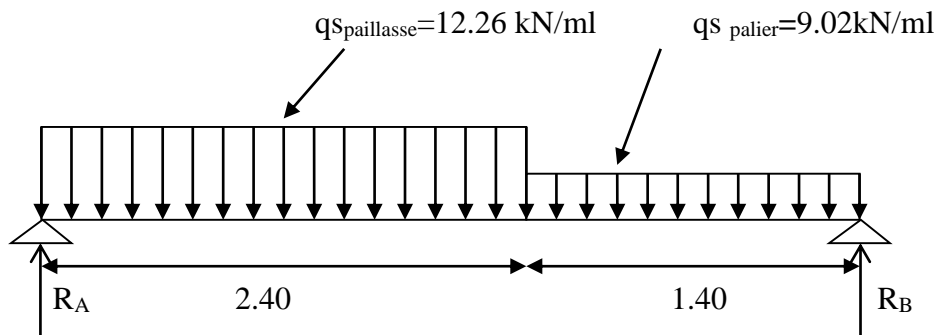
- **Combinaison de charge :**

**ELS:  $q_s = (G + q) \times 1 \text{ m} [\text{KN/ml}]$**

Palier :  $q_{s1} = (6.52 + 2.5) \times 1 = 9.02 \text{ KN/m}$

Paillasse:  $q_{s2} = (9.76 + 2.5) \times 1 = 12.26 \text{ KN/m}$

pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de RDM.



*Figure III-37: schéma statique à l'ELS*

- **Réaction d'appuis :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.26 \times 2.40 + 9.02 \times 1.40 = 42.05 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad (-12.26 \times 2.40 \times 1.2) + (-9.02 \times 1.4 \times (1.4/2 + 2.4)) + (3.80 \times R_B) = 0$$

Donc:  $R_B = 19.59 \text{ KN}$

$$R_A + R_B = 42.05 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 42.05 - 19.59 = 22.46 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.46 \text{ KN}$$

Remarque :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{qs de pailleasse} = q_{s1} \\ \text{qs de palier} = q_{s2} \end{array} \right.$

- Efforts tranchants et moments fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.40$ .

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x$$

$$T(x) = 22.46 - 12.26 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 22.46 \text{ KN} \\ T(x=2.40) = 22.46 - 12.26 \times 2.40 = -6.96 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \frac{x^2}{2} = 22.46x - \frac{12.26}{2} x^2$$

$$M(x) = 22.46 x - 6.13 x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2.40 \text{ m} \quad , \quad M(x=2.40) = 18.59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  :

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{s1} \cdot x = 0$$

$$x = R_A / q_{s1} = 22.46 / 12.26 = 1.83 \text{ m}$$

$$x = 1.83 \text{ m} \quad ; \quad x \in [0, 2.40]$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.40$ .

$$T(x) = -R_B + q_{s2} \cdot x$$

$$T(x) = -19.59 + 9.02x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = -19.59 \text{ KN} \\ T(x=1.40) = -6.96 \text{ KN} \end{array} \right.$$

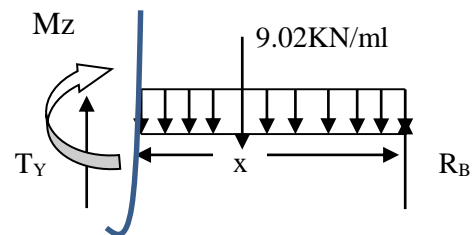
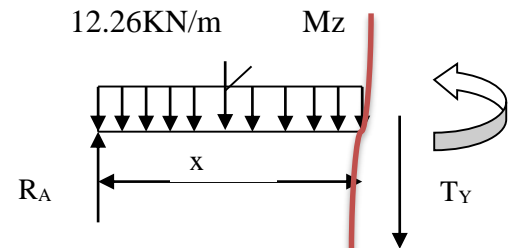
$$M(x) = R_B \cdot x - q_{s2} \frac{x^2}{2} = 19.59 \cdot x - \frac{9.02}{2} x^2$$

$$M(x) = 19.59 \cdot x - 4.51 x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.40 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.40) = 18.58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul de  $M_z = \max$  ;

Pour  $x = 1.83 \text{ m}$



$$M(x=1.83) = R_A \cdot x - q_{s1} \frac{x^2}{2} = 22.46x - \frac{12.26}{2}x^2$$

$$M(x=1.83) = 20.57 \text{ kN.m} \Rightarrow M_z \text{ max} = 20.57 \text{ kN.m}$$

## 2-Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant:

Les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremements.

	Expression	Moment [kN.m]
Moment aux appuis [ $M_a$ ]	$(-0.3) \times 20.57$	-6.17
Moment en travée [ $M_t$ ]	$(0.85) \times 20.57$	17.48

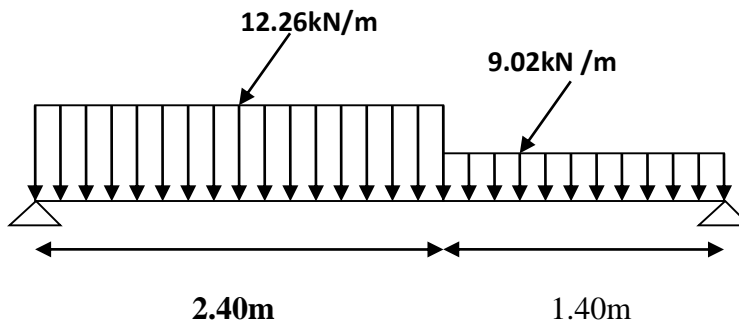


Figure III.38 : Schéma de chargement

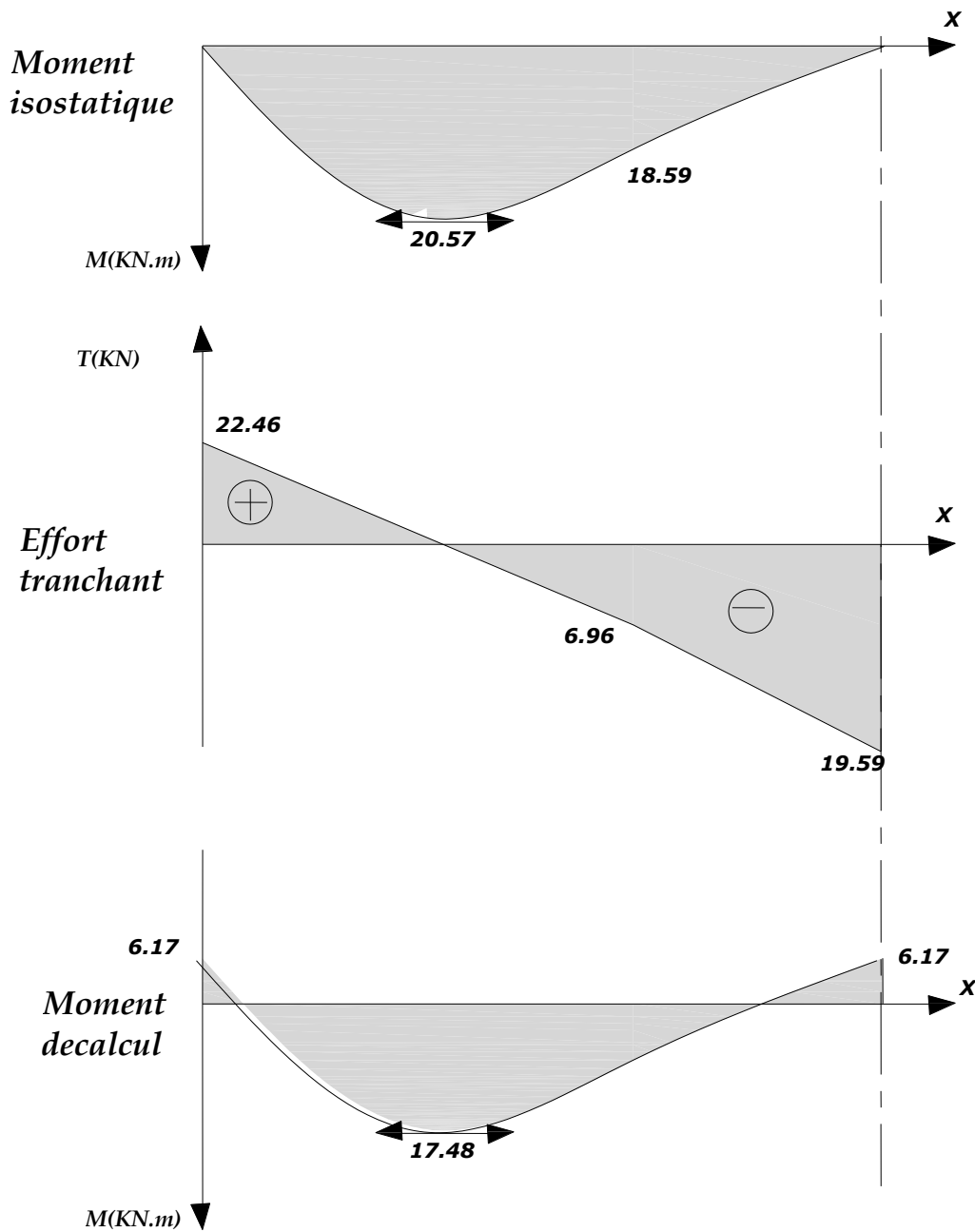


Figure III-39 : Diagrammes de moments fléchissant et efforts tranchants

**3-Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa.$$

➤ **Aux Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 18} = 0,139$$

$$\rho_1 = 0,139 \xrightarrow[\text{interpolation}]{\text{D'apres}} \begin{cases} \beta_1 = 0,938 \\ K_1 = 65.64 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{6.17 \times 10^3}{2.51 \times 0,938 \times 18} = 145.59 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 = 145.59 / 65.64 = 2.21 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.21 < 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0,313$$

• **Calcul  $\beta$**

$$\frac{\beta - 0.913}{0.912 - 0.913} = \frac{0.313 - 0.307}{0.316 - 0.307}$$

$$\beta = 0.912$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{17.48 \times 10^3}{5.65 \times 0,912 \times 18} = 188.46 [MPa].$$

D'après interpolation :  $K_1 = 41.82$

$$\sigma_{bc} = 188.46 / 41.82 = 4.50 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.50 < 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

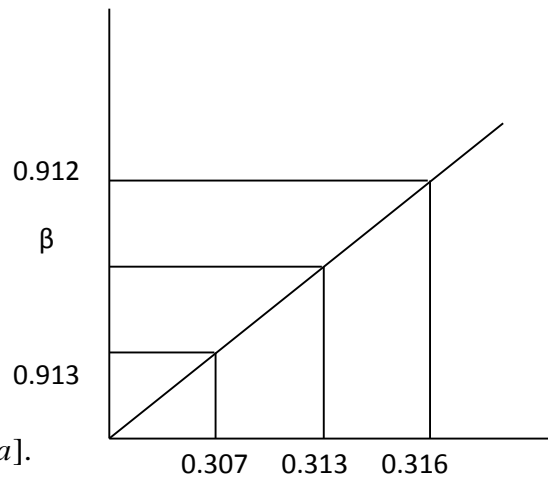


Figure III.40 : Interpolation

**4-Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**5-Vérification de la flèche :**

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites:

$$-1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0.052 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$-2) \frac{h}{L} \leq \frac{Mt}{10M_0} ; \frac{h}{L} = 0.084 < 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

avec :

$$M_t = 17.48 KN \cdot m$$

$$M_0 = 20.57 KN \cdot m$$

Sachant que : La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

avec :

$$q_s = \max(q_s^1; q_s^2) = \max(12.26; 9.02) = 12.26 \text{ KN/ml}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

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

$S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18$$

$$S_{xx} = 20000 + 1525.5 = 21525.5 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

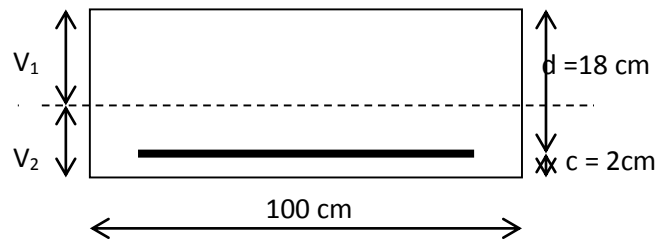
$$B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 5.65)$$

$$B_0 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :



$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100}{3}((10.32)^3 + (9.68)^3) + 15 \cdot 5.65(9.68 - 2)^2$$

$$I = 67522.34 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.26 \times (3.80)^4}{10818.86 \cdot 10^3 \times 67522.34 \cdot 10^{-8}} = 0.0045 \text{ m} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

$$f = 0.45 \text{ cm} < \bar{f} = 0.76 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion :

#### ✓ Les armatures en travée :

Armatures principales :  $A_{st}=5\text{HA}12$ ,  $St=20\text{cm}$

Armatures de répartition :  $A_{rt}=4\text{HA}8$ ,  $St=25\text{cm}$

#### ✓ Les armatures aux appuis :

Armatures principales :  $A_{st}=5\text{HA}8$ ,  $St=20\text{cm}$

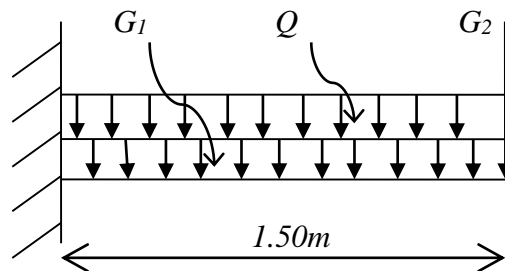
Armatures de répartition :  $A_{rt}=4\text{HA}8$ ,  $St=25\text{cm}$  .

## IV- Calcul des balcons

### Introduction :

Le balcon est un élément en dalle pleine. Il travaille comme une console encastrée au niveau d'une poutre de rive. L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :



*Figure III-41 : Schéma statique du balcon*

$G_1$  : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

$Q$  : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

$G_2$  : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du mur extérieur en brique creuse de 30cm d'épaisseur.

### VI-1) Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :  $e \geq \frac{L}{10}$

Avec :

$L$  : la largeur du balcon

$L=1.50\text{m}$

$e=150/10=15.0 \approx 15\text{cm}$

Ce qui donne :  **$e = 15\text{cm}$**

### VI-2) Détermination des Charges et surcharges du balcon :

Nous considérons une bande de 1m de longueur. D'après les résultats trouvées dans chapitre 2, on aura :

**a-charge permanente :**

Charge G due à la dalle en béton armé..... $G_1=6.63\text{KN/ml}$

**b-surcharge d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation..... $Q=3.5\text{KN/ml}$

**c-charge concentrée :**

On a la surcharge de mur extérieur = $2.40\text{KN/m}^2$

Donc : Poids propre du mur extérieur ..... $G_2=6.50\text{KN/ml}$

Avec :  $G_2=2.40$  (h étage -h poutre de chaînage)

$$G_2=2.40(3.06-0.35)=6.50\text{KN/ml}$$

✓ **Calcule à l'état limite ultime(ELU) :**

➤ **Combinaison de charges :**

$$1.35G+1.5Q$$

**Dalle pleine :**  $q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q$

$$q_{u1} = 1,35(6.63) + 1,5(3.5) = 14.20 \text{ KN/ml}$$

**Mur extérieur :**

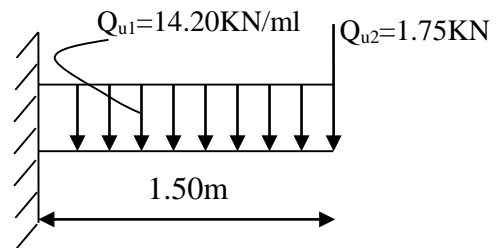
$$q_{u2} = 1,35 G_2$$

$$q_{u2} = 1,35 G_2 = 1.35 \times 6.5 = 8.77 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$Mu = Qu1 \frac{L^2}{2} + Qu2xL$$

$$Mu=14.20 \times (1.50)^2 /2+8.77 \times 1.50=29.13\text{Kn.m}$$



➤ **Calcule de l'effort tranchant :**

$$Vu=qu1 \times L+qu2$$

$$Vu=14.20 \times 1.50+8.77=30.07\text{KN}$$

✓ **Ferraillage :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

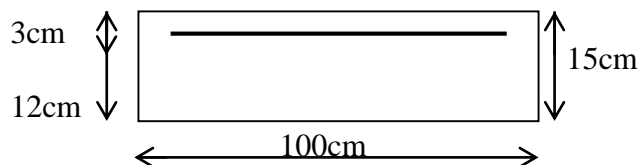


Figure III-42:Disposition des armatures principales du balcon

### 1. Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.13 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.142 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.142 \text{ Après interpolation} \Rightarrow \beta = 0.923$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29.13 \times 10^3}{0.923 \times 12 \times 348} = 7.55 \text{ cm}^2$$

Soit 5H14=7.69cm<sup>2</sup> avec St=100/5=20cm

### 2. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> Avec : S<sub>t</sub> = 100/4 = 25 cm

#### ✓ Vérifications à L'ELU :

##### a) Vérification de la condition de non fragilité :(Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 7,69 \text{ cm}^2$$

##### b) Vérification de la condition de l'adhérence des barres:(Art6.13/BAEL 91)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.07 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 219.8} = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres

##### c) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4MPa \right\} = 2.5 MPa \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\frac{30.07 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.250 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

#### d) Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires:  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

#### ✓ Calcul à L'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

➤ **Combinaison de charges :**

➤ **G+Q**

**Pour la dalle :**  $q_s1 = 6.63 + 3.5 = 10.13 \text{ Kn/ml}$

**Mur extérieur :**  $q_s2 = 6.50 \text{ Kn/ml}$

➤ **Calcul de moment :**

$$\text{➤ } M_s = q_s1 \times \frac{L^2}{2} + q_s2 \times L$$

$$M_s = 10.13 \times (1.50)^2 / 2 + 6.50 \times 1.50 = 21.14 \text{ Kn.m}$$

➤ **Vérification des contraintes de l'acier :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

On a acier feE400, donc :

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = M_s / \beta_1 \cdot d \cdot A_{st} \quad \text{avec : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = 100 \times 7.69 / 100 \times 12 = 0.640$$

D'après le tableau de section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées

$\rho_1 = 0.640 \rightarrow \beta = ?$  D'après interpolation :

$\beta=0.882 \rightarrow k_1=27.37$  Donc :

$$\sigma_s = 21.14 \times 10^5 / 0.882 \times 12 \times 769 = 259.73 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_s = 259.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton : (Art A 4.5.2 du BAEL91)**

Il faut vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$\sigma_b = k \cdot \sigma_s$  Avec :  $K = 1/K_1 = 1/27.37 = 0.036$

$$\sigma_b = 0.036 \times 259.73 = 9.35 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_b = 9.35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91-modifié99/Art B.6.5.2)**

On peut se dispenser de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

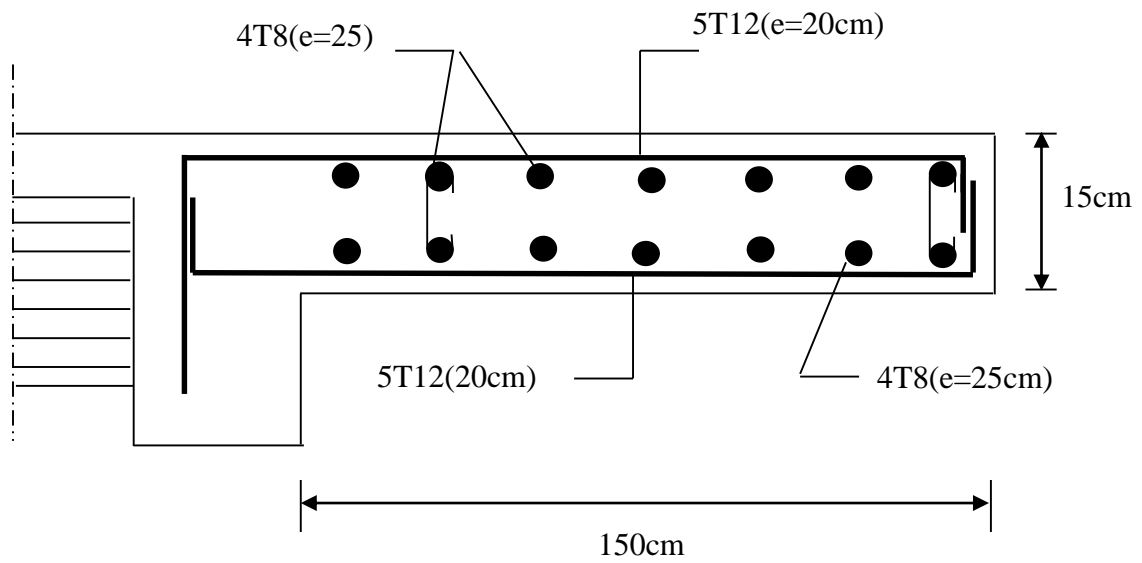
1)  $e/L \geq 1/16 \rightarrow 15/150 = 0.100 \geq 1/16 = 0.0625 \rightarrow$  Condition vérifiée

2)  $e/L \geq M_s / 10 \cdot M_u \rightarrow 15/150 = 0.100 \geq 21.14 / 10 \times 29.13 = 0.072 \rightarrow$  Condition vérifiée

3)  $A/b \cdot d \leq 4.2 / f_e \rightarrow 7.69 / 100.12 = 0.0064 \leq 4.2 / 400 = 0.0105 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.



*Figure III-43 : Schéma de ferrailage du balcon.*

### III.5. La salle machine :

#### Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble.

L'ascenseur (monte-charge) est constitué de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein
- La cabine
- Le contre poids

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur avec une dalle pleine de surface  $(1.20 \times 1.25)m^2$ , de vitesse d'entraînement  $V = (1m/s)$ , pouvant charger 8 personnes de  $6.3KN$ , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de  $P = 10\text{tonnes} = 100KN$  répartir sur une surface de  $(0.8 \times 0.8)m^2$  transmise par le système de l'ascenseur.

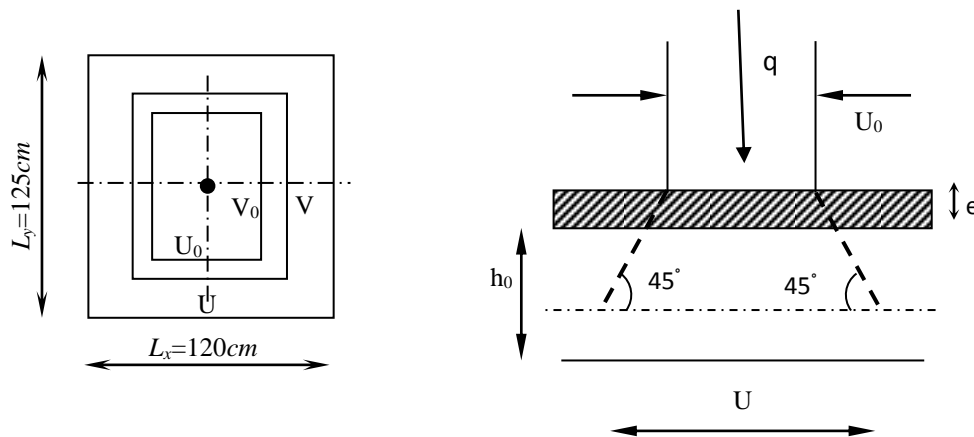


Figure III.44 : Diffusion de la charge dans le feuillet

#### 1) Pré dimensionnement :

$$L_x = 120\text{cm}$$

$$L_y = 125\text{cm}$$

$$\rho = L_x / L_y = 120 / 125 = 0.96$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$   $\longrightarrow$  la dalle travail dans deux sens.

Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{120}{30} = 4 \text{ cm}$$

Le RPA2003 La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de 12cm ,on opte pour  $e_p=15\text{cm}$ .

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle pleine :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times qu \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$M_x$  : moment suivant la petite portée

$M_y$  : moment suivant la grande portée

Les coefficients  $U_x$  et  $U_y$  sont données en fonction du rapport  $\rho_x$  et du coefficient de poisson  $\nu$ .

$qu$  : charge uniformément répartie sur tout la dalle

**Etat limite ultime ELU :  $\nu = 0$  :**

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

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.562 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.911 \end{cases}$$

$$M_{ux1} = \mu_x \times qu \times L_x^2 = 0.0401 \times 6.562 \times (1.2)^2 = 0.378 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = \mu_y \times M_{ux1} = 0.911 \times 0.378 = 0.344 \text{ KN.m}$$

Etat limite service ELS  $\nu=0.2$  :

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

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

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0475 \\ \mu_y = 0.939 \end{cases}$$

$$M_{sx1} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0475 \times 4.75 \times (1.2)^2 = 0.3249 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = \mu_y \times M_{sx1} = 0.939 \times 0.324 = 0.305 \text{ KN.m}$$

- Evaluation des moments dus à la charge localisée de la dalle pleine :

$$M_x = q.(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = q.(M_2 + \nu.M_1)$$

Avec :  $\nu$ : Coefficient de Poisson

$M_1$  et  $M_2$ : Coefficients déterminés à partir des rapports  $(U/L_x)$  ;  $(V/L_y)$  dans les abaques de PIGEAUD.

$q$  : intensité de la charge concentrée

$M_x$  et  $M_y$  : moment fléchissant au milieu du panneau dans le sens  $xx$  et  $yy$  ,dues à la charge concentrée.

$U, V$  : cotés du rectangle sur lequel agit la charge qu compte tenue de la division à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton, il sont déterminer au niveau du feuillet moyen de lq dalle.

$$\text{On a: } U = u_0 + 2\xi e + h_t$$

$$V = v_0 + 2\xi e + h_t$$

Avec :

$H_t$ : épaisseur de la dalle ( $h_t = 15 \text{ cm}$ ).

$e$  : Epaisseur du revêtement ( $e = 5 \text{ cm}$ )

$u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$  (Coté du rectangle dans lequel  $q$  est concentrée)

$\xi$  : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton, et d'une chape en béton.

$$u = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$M_x = p.(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = p.(M_2 + \nu.M_1)$$

Avec :  $\nu$ : Coefficient de Poisson

$M_1$  et  $M_2$ : Coefficients déterminés à partir des rapports ( $U/L_x$ ) ; ( $V/L_y$ ) dans les abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.25} = 0.96 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.20} = 0.875 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{1.25} = 0.84$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U/l_x=0.8 \\ V/l_y=0.8 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M1'= 0.061 \\ M2'= 0.047 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U/l_x= 0.9 \\ V/l_y=0.9 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M1'= 0.051 \\ M2'= 0.038 \end{array} \right.$$

Après l'interpolation:

$$M_1=0.0535 \quad \text{et} \quad M_2=0.0434$$

- **Combinaison de charges :**

**A L'ELU :**  $\nu = 0$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 100 + 1,5 \times 0 = 135 \text{ KN}$$

$$M_{ux_2} = q_u.M_1 = 135 \times 0.0535 = 7.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = q_u M_2 = 135 \times 0.0434 = 5.859 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :  $\nu = 0.2$

$$P_s = G + Q = 100 + 0 = 100 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = p_s (M_1 + \nu M_2) = 100(0.0535 + 0.2 \times 0.0434) = 6.218 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = p_s (M_2 + \nu M_1) = 100(0.0434 + 0.2 \times 0.0535) = 5.41 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

**ELU :**

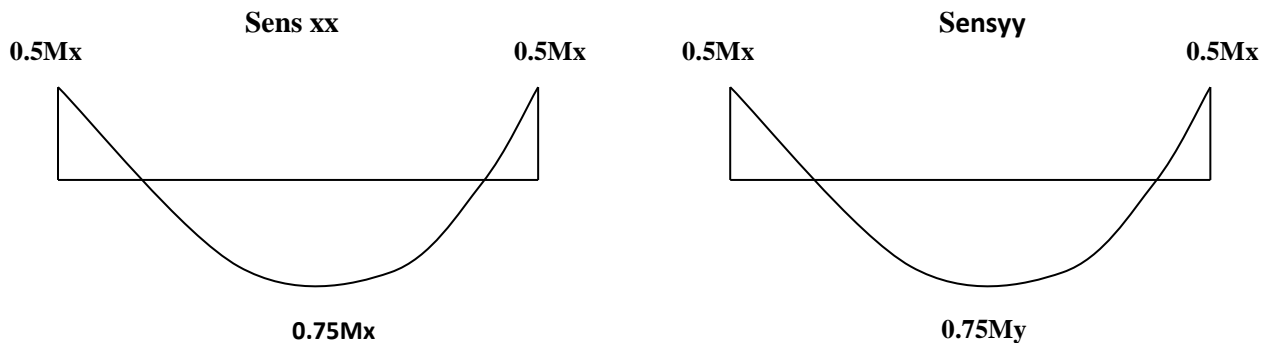
$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0.378 + 7.22 = 7.598 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.344 + 5.859 = 6.203 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.3249 + 6.218 = 6.542 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.305 + 5.41 = 5.715 \text{ KN.m}$$



**Figure III.45 : Les moments dans les 02 sens**

- **Dans le sens x-x (suivant la petite portée) :**

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur

- Aux appuis :  $M_{xa} = -0.5 M_{ux} = -0.5 \times 7.598 = -3.799 \text{ KN.m}$

- Aux la travée :  $M_{xt} = 0.75 M_{ux} = 0.75 \times 7.598 = 5.698 \text{ KN.m}$

- ✓ **Calcul des armatures**

**Aux appuis**

$$U_u = M_a^{\max} / b d^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \Theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{ MPA}$$

$$U_u = 3.799 \times 10^6 / 10^3 \times 130^2 \times 14.2 = 0.0158$$

$U_u = 0.0158 < U_l = 0.392$  —————> section simplement armée (SSA)

$U_u = 0.0158$  —————> après l'interpolation  $\beta = 0.9925$

$$A_a = M_a^{\max} / \beta d \sigma_{st} A_a = 3.799 \times 10^6 / 0.9925 \times 130 \times 348 = 84.6 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 0.846 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$  on adopte pour **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espace **St = 25cm**.

### En travée

$$U_u = M_t^{\max} / b d^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \Theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{ MPA}$$

$$U_u = 5.698 \times 10^6 / 10^3 \times 130^2 \times 14.2 = 0.0237$$

$U_u = 0.023 < U_l = 0.392$  —————> section simplement armée (SSA)

$U_u = 0.023$  —————> après l'interpolation  $\beta = 0.9875$

$$A_a = M_t^{\max} / \beta d \sigma_s \text{ —————> } A_a = 5.698 \times 10^6 / 0.9875 \times 130 \times 348 = 127.54 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 1.275 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$  on adopte pour **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espace **St = 25cm**.

- Dans le sens y-y (suivant la grande portée) :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur

-Aux appuis :  $M_{ya} = -0.5$   $M_{ux} = -0.5 \times 7.598 = -3.799 \text{ KN.m}$

-Aux travée :  $M_{yt} = 0.75$   $M_{uy} = 0.75 \times 6.203 = 4.652 \text{ N.m}$

### ✓ Calcul des armatures

#### Aux appuis

$$U_u = M_a^{\max} / b d^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \Theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{ MPA}$$

$$U_u = 3.799 \times 10^6 / 10^3 \times 130^2 \times 14.2 = 0.0158$$

$U_u = 0.0158 < U_l = 0.392$  —————> section simplement armée (SSA)

$U_u = 0.0158$  —————> après l'interpolation  $\beta = 0.9925$

$$A_a = M_a^{\max} / \beta d \sigma_s \text{ —————> } A_a = 3.799 \times 10^6 / 0.9925 \times 130 \times 348 = 84.6 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 0.846 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$  on adopte pour **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espace **St = 25cm**.

### En travée

$$U_u = M_t^{\max} / b d^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \Theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{ MPA}$$

$$U_u = 4.652 \times 10^6 / 10^3 \times 130^2 \times 14.2 = 0.0193$$

$$U_u = 0.019 < U_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$U_u = 0.019 \longrightarrow \text{après l'interpolation } \beta = 0.9905$$

$$A_a = M_t^{\max} / \beta d \sigma_{st} \longrightarrow A_a = 4.652 \times 10^6 / 0.9905 \times 130 \times 348 = 103.81 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 1.038 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$  on adopte pour **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espace **St = 25cm**.

**Résumé :**

**Tableau III.9 : Calcul du ferrailage de la salle machine**

Zone	Sens	$M_u$ (KN. m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )		$S_t$ (cm)
Sur appuis	X-X	-3.799	0.0158	0.9925	0.84	2.01	<b>4HA8</b>	25
	Y-Y	-3.799	0.0158	0.9925	0.846	2.01	<b>4HA8</b>	25
En travée	X-X	5.698	0.0237	0.9875	1.275	2.01	<b>4HA8</b>	25
	Y-Y	4.652	0.0193	0.9905	1.038	2.01	<b>4HA8</b>	25

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale seront prolongées jusqu'aux appuis.

❖ **Vérifications :**

**1) Vérification à l'ELU :**

a) **Espacement des barres :** L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures  $A_x$  parallèles à  $l_x$  (la direction la plus sollicitée) :**

$$S_t \leq \min (2 h; 25 \text{ cm})$$

$$\min (2 h; 25 \text{ cm}) = \min (30 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}.$$

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 25 \text{ cm en travée.}$$

$$S_t \leq \min (2 h ; 25 \text{ cm}) \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures  $A_y$  parallèles à  $l_y$  (la direction perpendiculaire) :**

$$\text{Min}(3h ; 33\text{cm}) = \text{min}(45\text{ cm}; 33\text{cm}) = \mathbf{33\text{cm}}.$$

$$S_t = 25\text{ cm en appuis et } S_t = 25\text{cm en travée}$$

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

- b) Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 / BAEL91 modifié 99)**

On doit vérifier que :

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

$$\phi = 8\text{ mm} < \phi_{\text{max}} = 15\text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- c) Condition de non fragilité : (Art B.7,4 / BAEL91 modifié en 99)**

**Armature parallèles au petit coté : x-x**

$$A_{\text{min } x} \geq \rho_0 \times b \times h_t / 2(3 - l_x/l_y)$$

$A_{\text{min}}$ : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens «x».

$$\rho_0 : \text{Taux d'armatures (acier HA FeE400 : } \rho_0 = 0.8\text{‰} = 0.0008)$$

$l_x, l_y$  : Dimension de la dalle avec  $l_x \leq l_y$

$$A_{\text{min } x} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 / 2(3 - 120/125) = 0.294$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 2.01\text{ cm}^2 > A_{\text{min } x} = 0.294 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Aux travée :**

$$A_t = 2.01\text{ cm}^2 > A_{\text{min } x} = 0.294 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Armature parallèles au grand coté : sens y-y :**

$$A_{\text{min } y} \geq \rho_0 \times h \times b$$

Avec :

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

- Aux appuis

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min x} = 1.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min x} = 1.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL91 modifié 99)**

$$Q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h_t \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$Q_u = 1.35 \times 100 \equiv 135 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

avec:  $d = 0.9 h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$

Au milieu de  $u$ , on a :

$$T_u = \frac{Pu}{2U + V}$$

$$T_u = \frac{135}{(2 \times 1.05) + 105} = 42.857 \text{ KN}$$

Au milieu de  $v$ , on a :

$$T_u = \frac{Pu}{3U} = \frac{135}{3 \times 1.05} = 42.857 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{42.85 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.317 \text{ MPa}$$

$$0.07 \times 25 / 1.5 = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.317 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \rightleftharpoons \text{Condition vérifiée.}$$

**2) vérification à l'ELS :****Le sens x-x :**

Aux appuis :  $M_x^a = -0.5M_{sx} = -0.5 \times 6.542 = -3.271 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_x^t = 0.75M_{sx} = 0.75 \times 6.542 = 4.9 \text{ KN.m}$

**Le sens y-y :**

Aux appuis :  $M_y^a = -0.5M_{sy} = -0.5 \times 6.542 = -3.271 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_y^t = 0.75M_{sy} = 0.75 \times 5.715 = 4.28 \text{ KN.m}$

**a).Vérification des contraintes dans l'acier****Le sens x-x :****Aux appuis**

$M_a = 3.27 \text{ KN.m}$      $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13.5} = 0.147 \Rightarrow k_1 = 46.37 \text{ et } \beta = 0.937.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sx} \max}{\beta_1 d A_s} = \frac{3.27 \times 10^6}{0.937 \times 135 \times 2.01 \times 10^2} = 128.611 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 128.61 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**

$M_t = 4.9 \text{ KN.m}$      $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13.5} = 0.147 \Rightarrow k_1 = 46.37 \text{ et } \beta = 0.937.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sx} \max}{\beta_1 d A_s} = \frac{4.9 \times 10^6}{0.937 \times 135 \times 2.01 \times 10^2} = 192.719 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 192.71 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Le sens y-y :**

**Aux appuis**

$$M_a = 3.27 \text{ KN.m} \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13.5} = 0.147 \Rightarrow k_1 = 46.37 \text{ et } \beta = 0.937.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ax max}}}{\beta_1 d A_s} = \frac{3.27 \times 10^6}{0.937 \times 135 \times 2.01 \times 10^2} = 128.611 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 128.61 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$M_t = 4.28 \text{ KN.m} \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13.5} = 0.147 \Rightarrow k_1 = 46.37 \text{ et } \beta = 0.937.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ax max}}}{\beta_1 d A_s} = \frac{4.28 \times 10^6}{0.937 \times 135 \times 2.01 \times 10^2} = 168.334 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 168.33 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**f) Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

✓ **Le sens x-x**

**Aux appuis**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 128.61 / 46.37 = 2.77 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 192.719 / 46.37 = 4.15 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Le sens y-y**

**Aux appuis**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 128.61 / 46.37 = 2.77 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 168.33 / 46.37 = 3.63 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**g) Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{ht}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x} ; \quad 2) \frac{A_x}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

Avec :

ht : hauteur de dalle.

$M_{tx}$  : Moment entravé de la dalle continue dans la direction  $l_x$

$M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m).

$A_x$  : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m).

d : La hauteur utile de la bande.

b : La largeur de bande égale à (1m).

$$1) \frac{ht}{l_x} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{M_{tx}}{20.M_x} = \frac{4.9}{20 \cdot 6.218} = 0,0394 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} = \frac{4.52}{100 \cdot 13.5} = 0,0033 < \frac{4.2}{f_c} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (la flèche est vérifiée).

**Conclusion :**

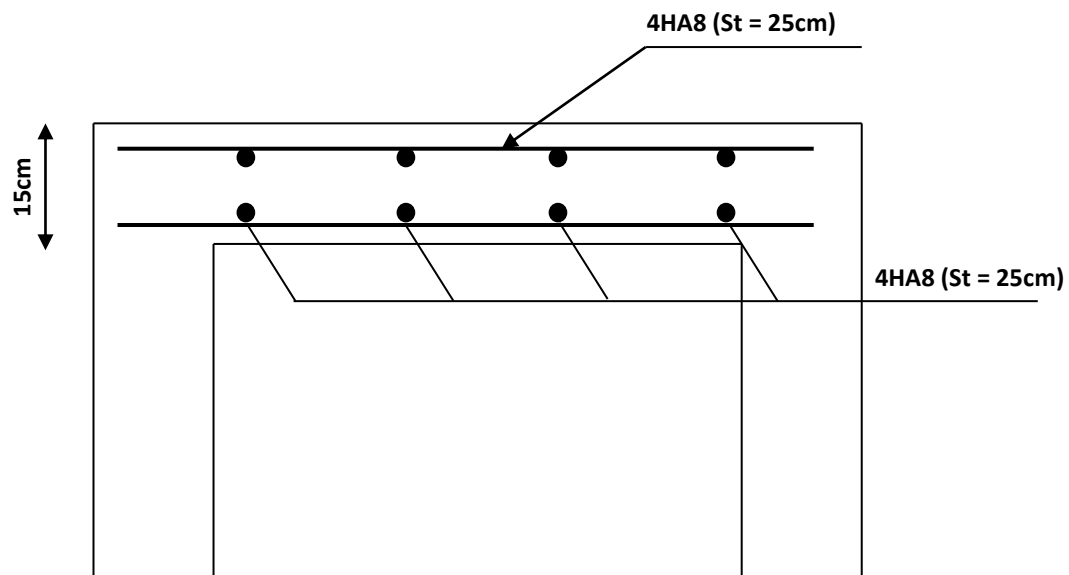
Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle machine est le suivant :

**Sens x-x**

- **En travée :** 4HA8 /ml = 2.01cm<sup>2</sup> (St =25cm).
- **Aux appuis :** 4HA8 /ml = 2.01cm<sup>2</sup> (St =25cm).

**Sens y-y**

- **En travée :** 4HA8 /ml = 2.01cm<sup>2</sup> (St =25cm).
- **Aux appuis :** 4HA8 /ml = 2.01cm<sup>2</sup> (St =25cm).



**Figure III.46 :** Ferrailage de la dalle de la salle machine suivant les deux directions

# Chapitre IV

## Modélisation de la structure

## IV) Présentation de l'ETABS

### IV-1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable, en s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voir même peu fiable.

### 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.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport aux autres 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*).

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS v 9.6**

### IV-3) Etapes de calcul à suivre dans l'ETABS :

#### Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser 

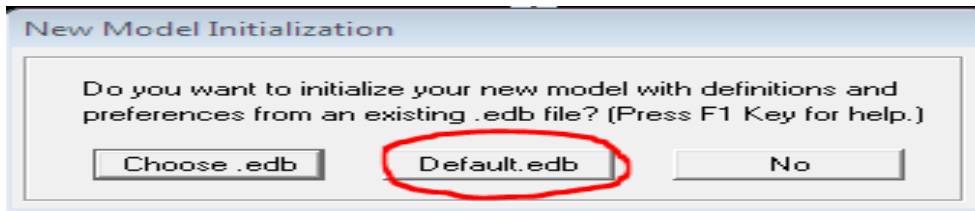
#### a. Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS ;  
En bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

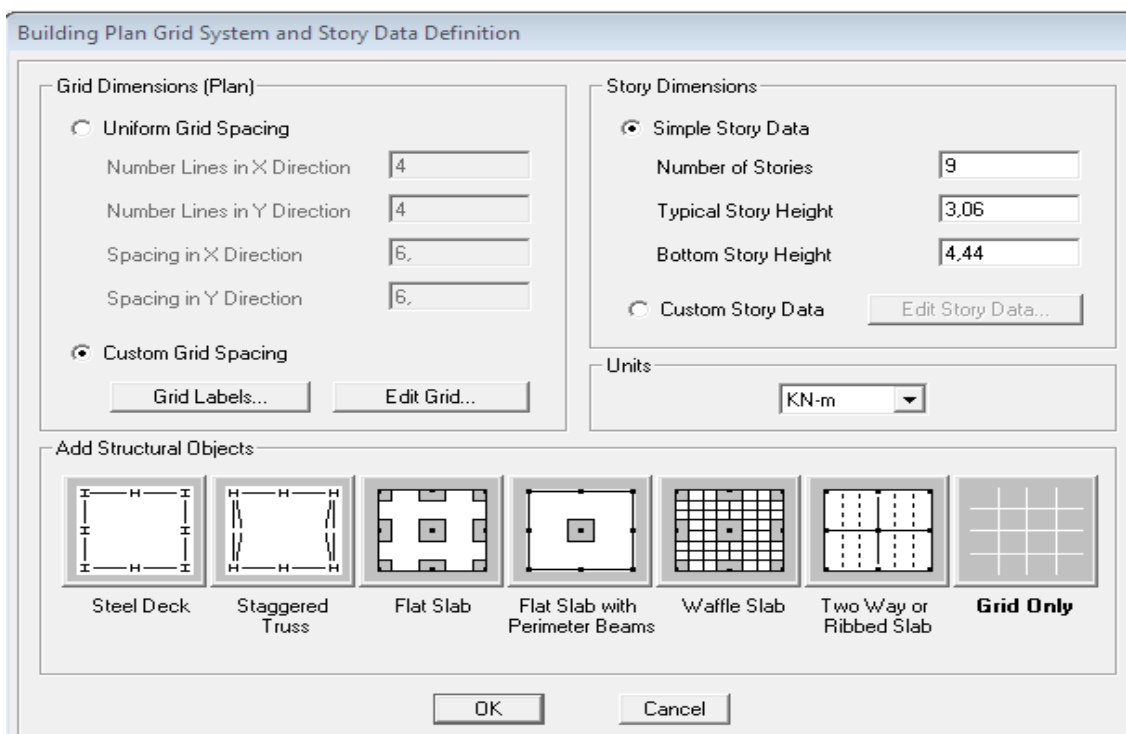


**b. Géométrie de base :**

Commencer un nouveau modèle (**File > New model**)

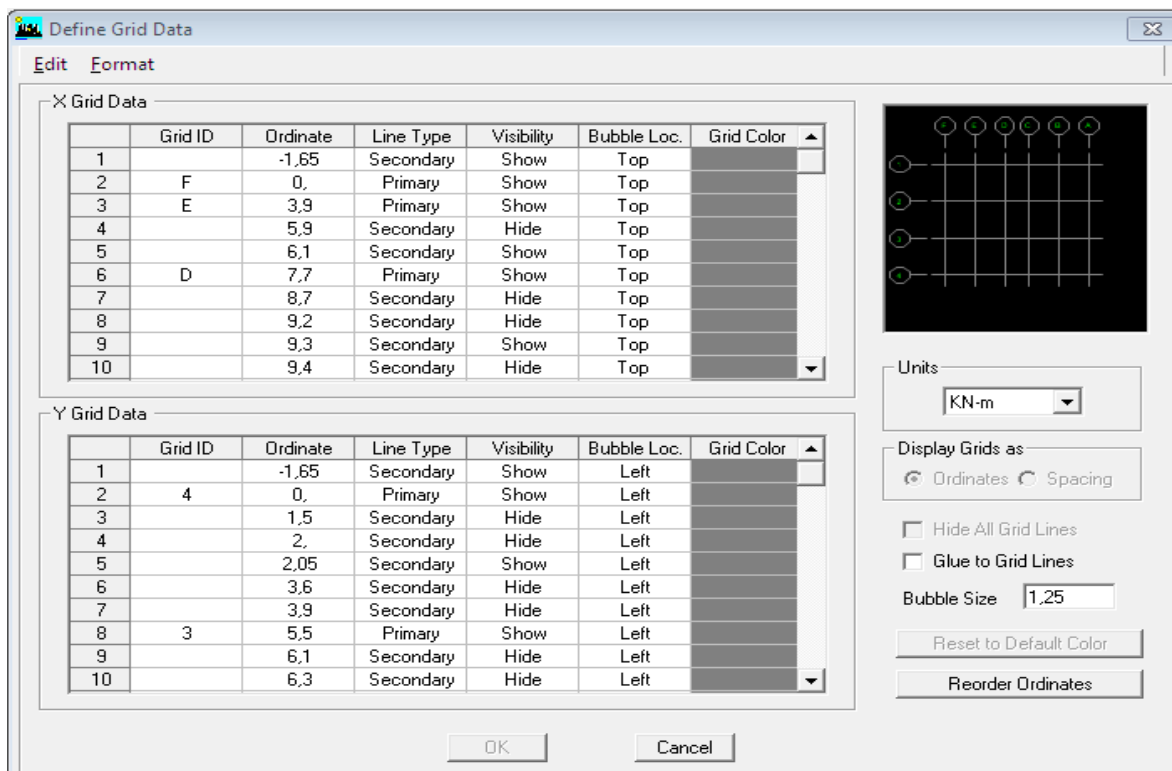
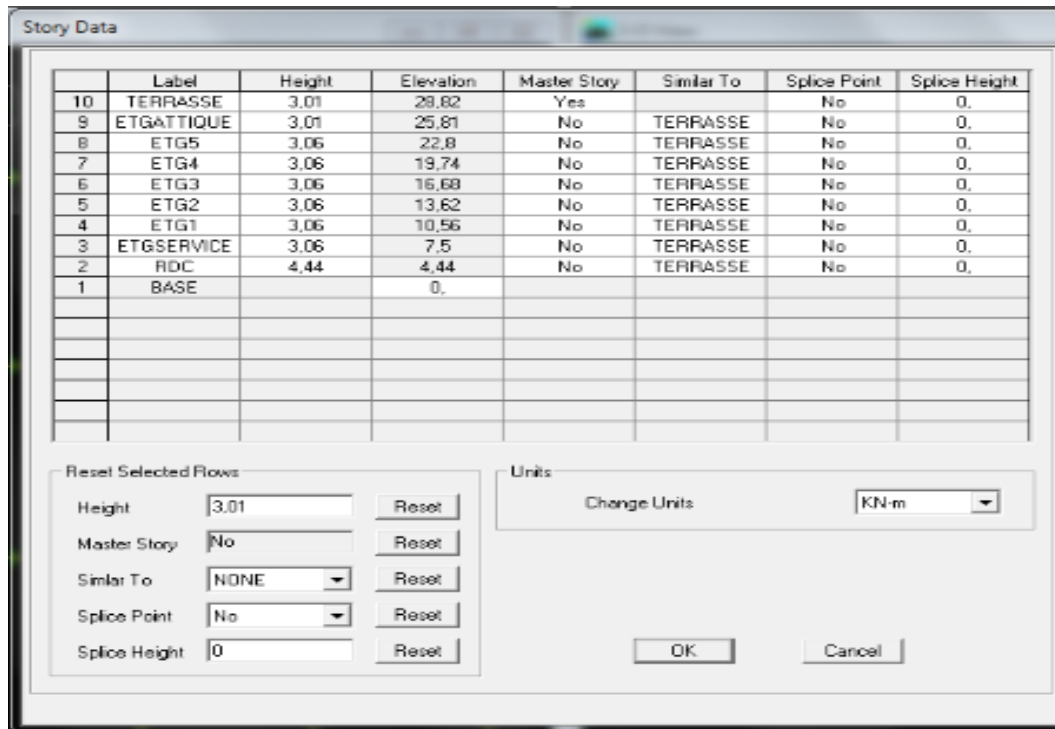


Puis on aura cette fenêtre :




Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D.

c. Modification de la géométrie de base :

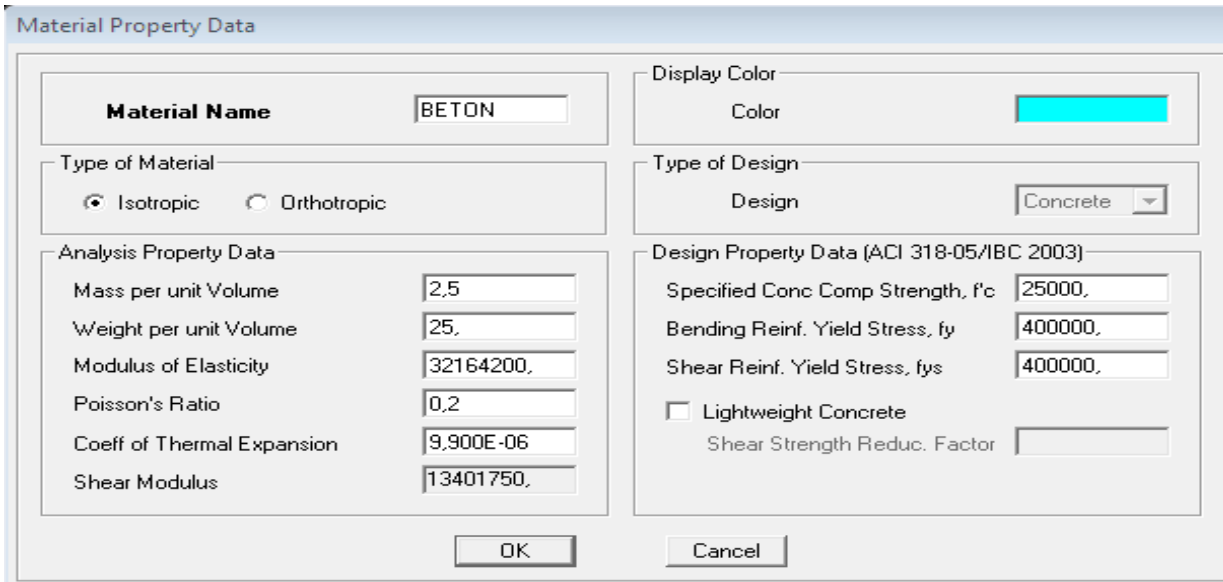



**Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux  en l'occurrence, l'acier et le béton.

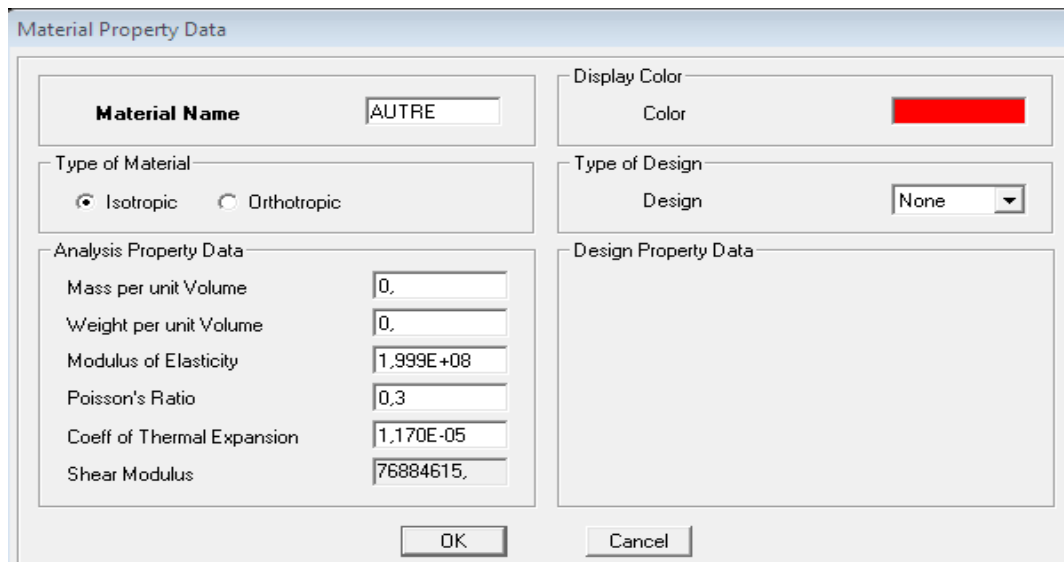
On clique sur Define, puis Materiel proprietes, après on sélection le matériau CONC et on clique sur Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :


- **Pour le béton :**








Material Property Data	
<b>Material Name</b>	BETON
<b>Display Color</b>	Color: 
<b>Type of Material</b>	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
<b>Type of Design</b>	Design: Concrete
<b>Analysis Property Data</b>	
Mass per unit Volume	2,5
Weight per unit Volume	25,
Modulus of Elasticity	32164200,
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	13401750,
<b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>	
Specified Conc Comp Strength, f'c	25000,
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000,
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000,
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

- **Pour l'acier planchers :**

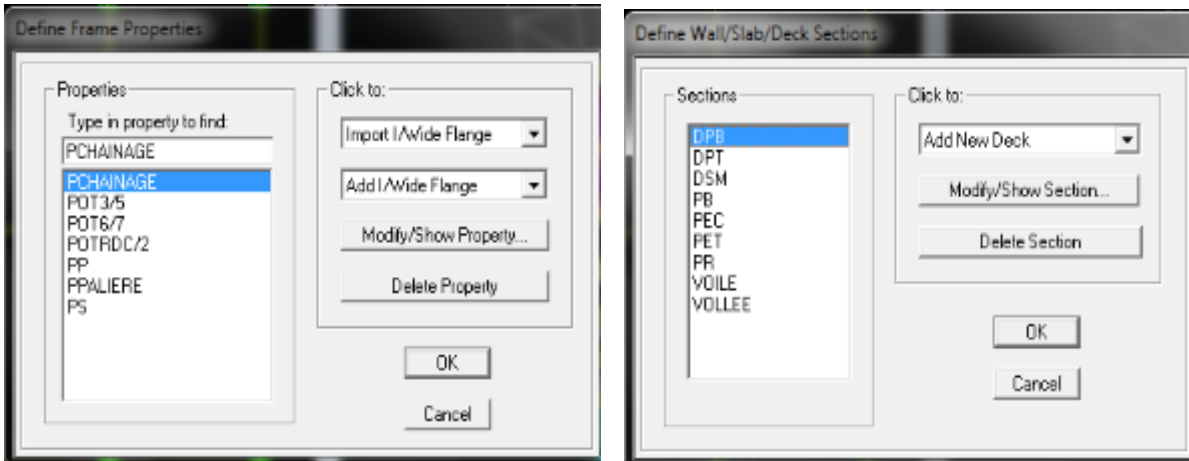


Material Property Data	
<b>Material Name</b>	AUTRE
<b>Display Color</b>	Color: 
<b>Type of Material</b>	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
<b>Type of Design</b>	Design: None
<b>Analysis Property Data</b>	
Mass per unit Volume	0,
Weight per unit Volume	0,
Modulus of Elasticity	1,999E+08
Poisson's Ratio	0,3
Coeff of Thermal Expansion	1,170E-05
Shear Modulus	76884615,
<b>Design Property Data</b>	
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

**Troisième étape :**

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments  (poutres , poteaux , dalles , voiles...) 

Nous choisissons le menu Define puis Frame sections. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne Add Rectangular pour ajouter une section

**Quatrième étape :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

**1) Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**) et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur :**Define** → **Static Load Cases**.

**❖ Charges permanentes :**

**Load Name** (Nom de la charge): **G**

**Type** : **DEAD** (permanente)

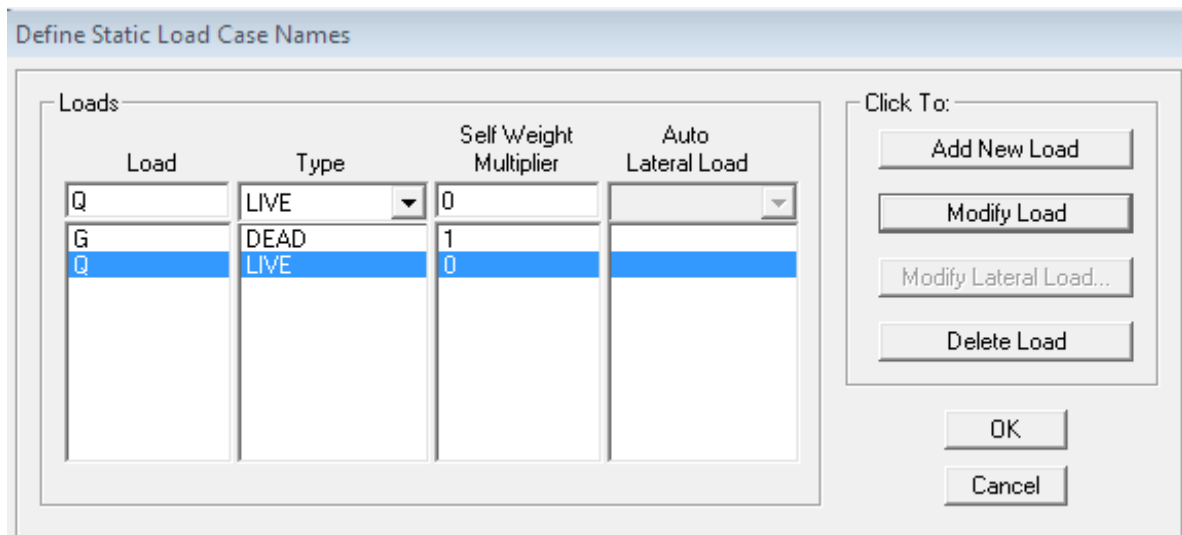
**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **1**

**❖ Surcharges d'exploitation :**

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type** : **LIVE** (exploitation)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**



**2) Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

**• Attribution de spectre de réponse :**

Define → response Spectrum functions → add spectrum from file donné le nom RPAX → browse → Ouvrir RPA → cocher periode vs valus → display graph → ok.

**Les données à introduire dans le logiciel :**

- **Zone :IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage :2** (bâtiments bureaux, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coeff comportement R:** contreventée par des voiles porteurs **3.5**
- **Site : S3 .**
- **Facteur de qualité (Q):**

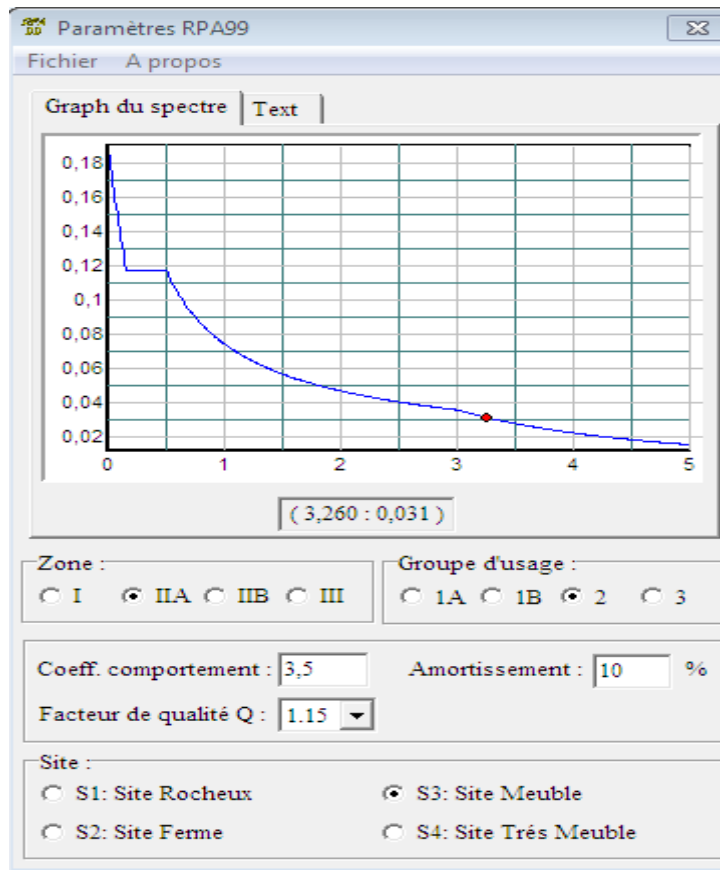
**Q=1.15**


$$Q=1+\sum P_q$$




-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone .

On introduit les données dans leurs cases respectives.

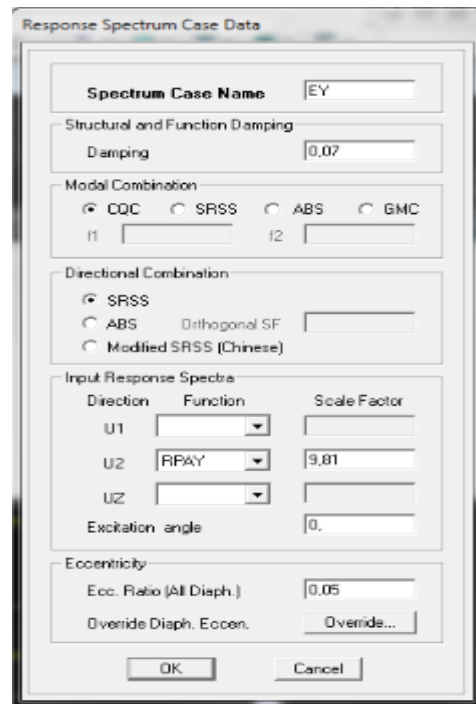
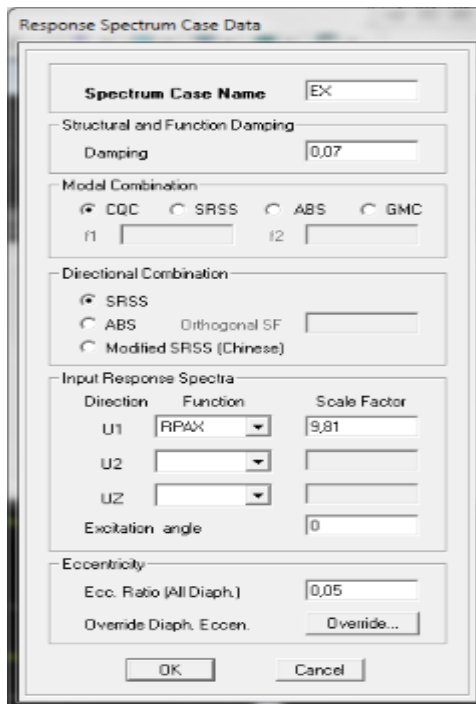


➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur : 

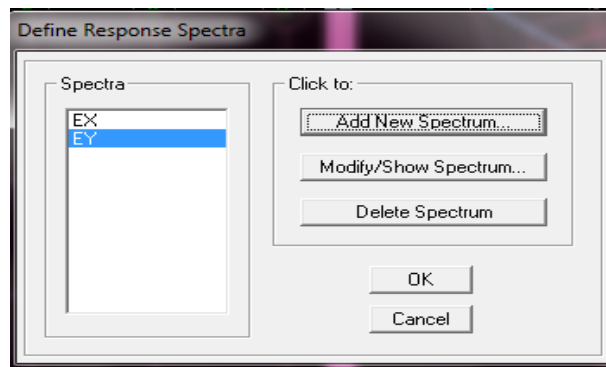
**Define** → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**

➤ Le spectre étant introduit, on passe à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur : 

**Define** → **Reponse spectrum cases** → **Add New Spectrum** donner le nom → EX et EY



Enfin on aura :



On clique sur ok

**Cinquième étape:** chargement de la poutre palier  :

Assign → Frame /line loads → Distribute.

Dans la case Load Case Name on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Uniform Load.

#### Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions.



Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites:**

**ELU:**1.35G+1.5Q

**ELS:**G+Q

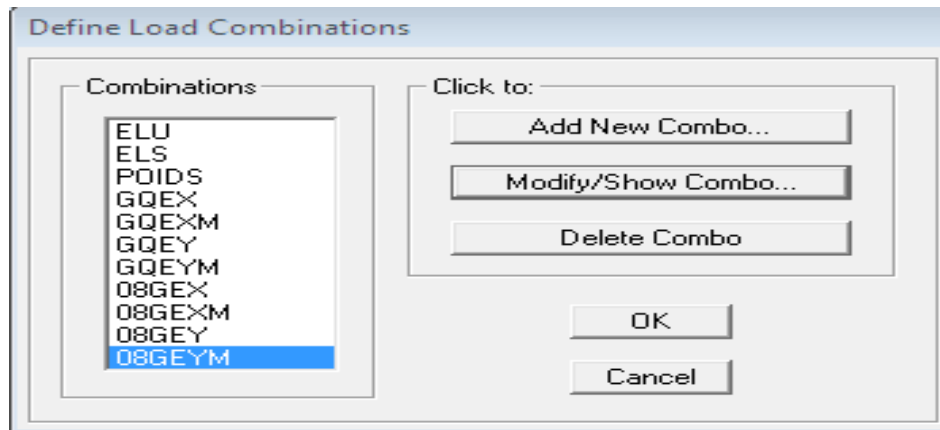
**Poids:**G+0.2Q

- **Combinaisons accidentelles du RPA:**

**GQE:**G+Q±E

**08GE:**0.8G±E

**Define** → **load combinations** → **add New combo** → **ok.**




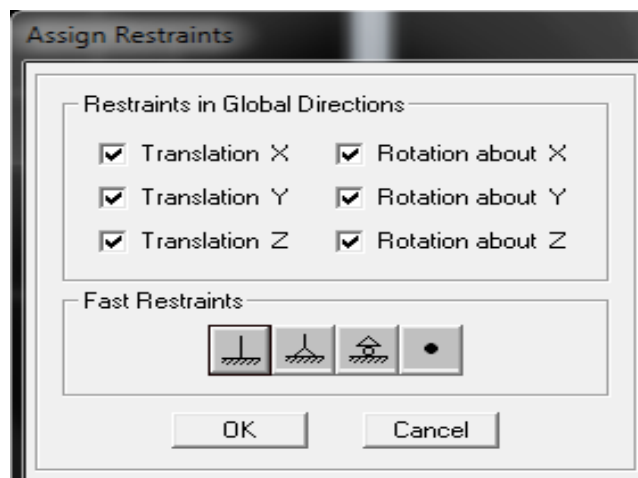
**Septième étape:** spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

➤ **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour les réaliser :

- sélectionner les nœuds à la base.
- Ramener l’instruction suivante :

Assing → joint/point → restraints  .



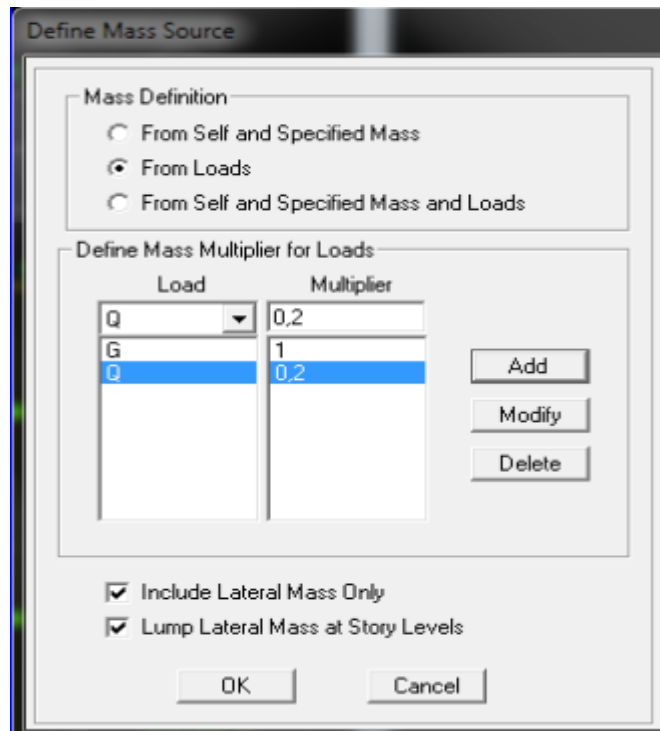
➤ **Mass- Source :**

**Define → Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source :**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

-On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure, pour un ouvrage d’habitation  $\beta = 0.2$ .



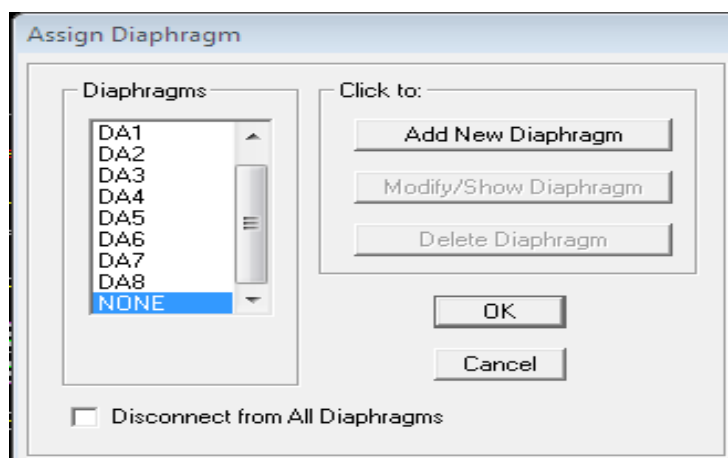
➤ **Diaphragme :** 

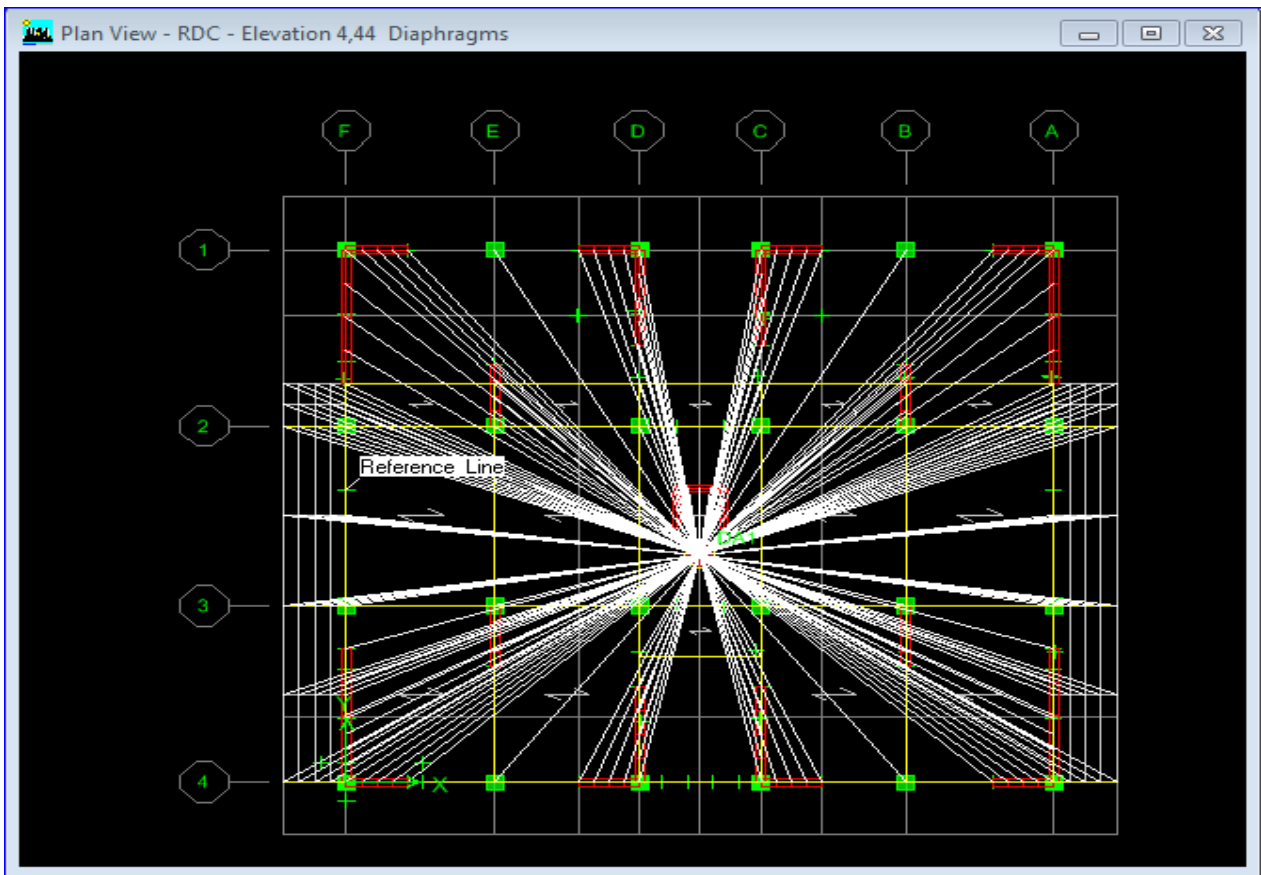
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne le 1<sup>er</sup> étage → **Assign** → **Joint/point** → **Diaphragm** → **D1** → **ok**.

On sélectionne le 2<sup>eme</sup> étage → **Joint/point** → **Add New Diaphragm** → **D2** → **ok**.

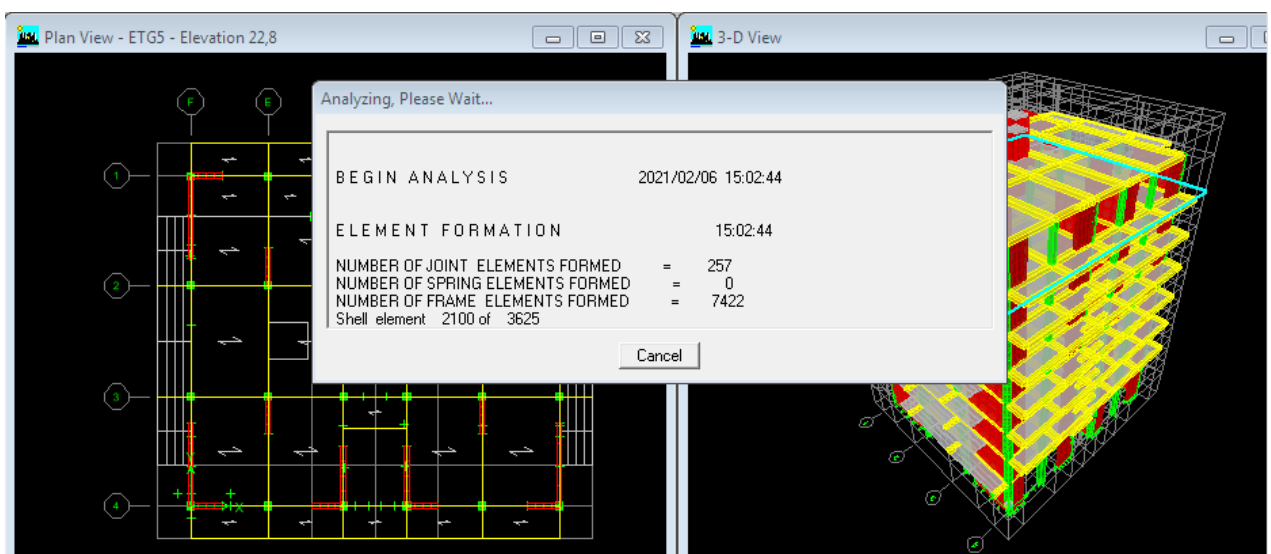
**On fait la même chose pour tous les étages.**





**Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyse et on sélectionne Run Analyse.



# Chapitre V

## Vérification RPA

**Introduction :**

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- 1 .La masse participante
2. La période fondamentale de la structure.
3. L’effort tranchant à la base
4. Les déplacements
5. Les efforts normaux aux niveaux des poteaux:
6. L’effet (P-Δ)
7. Le coefficient de comportement R :

**V-1-Vérification de la masse participante :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,896921	75,8613	0,0000	0,0000	75,8613	0,0000	0,0000	0,000
2	0,483294	0,0000	72,1017	0,0000	75,8613	72,1017	0,0000	98,205
3	0,444122	0,0216	0,0001	0,0000	75,8829	72,1019	0,0000	0,000
4	0,235170	15,3888	0,0000	0,0000	91,2717	72,1019	0,0000	0,000
5	0,104776	0,0001	19,5006	0,0000	91,2718	91,6025	0,0000	1,540
6	0,102177	4,8068	0,0039	0,0000	96,0786	91,6064	0,0000	0,000
7	0,101396	0,3818	0,0226	0,0000	96,4604	91,6290	0,0000	0,001
8	0,058358	1,9210	0,0000	0,0000	98,3814	91,6290	0,0000	0,000
9	0,046835	0,2053	0,0000	0,0000	98,5867	91,6290	0,0000	0,000
10	0,044733	0,0000	5,2243	0,0000	98,5867	96,8533	0,0000	0,202
11	0,044018	0,0060	0,0058	0,0000	98,5927	96,8592	0,0000	0,000
12	0,037668	0,8064	0,0000	0,0000	99,3991	96,8592	0,0000	0,000
13	0,031632	0,0000	0,3557	0,0000	99,3991	97,2149	0,0000	0,008
14	0,028612	0,3796	0,0000	0,0000	99,7787	97,2149	0,0000	0,000
15	0,026435	0,0093	0,0007	0,0000	99,7880	97,2156	0,0000	0,000
16	0,025910	0,0000	1,6141	0,0000	99,7880	98,8297	0,0000	0,027
17	0,023481	0,1503	0,0000	0,0000	99,9382	98,8297	0,0000	0,000
18	0,021307	0,0473	0,0000	0,0000	99,9382	98,8297	0,0000	0,000

Le mode fondamental est un mode de translation suivant X avec une mobilisation de masse de 91.27% et translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 91.60% en mode 5.

Mode	Period	UX	UY	RZ
1	0,896921	75,8613	0,0000	0,0457
2	0,483294	0,0000	72,1017	0,0001
3	0,444122	0,0216	0,0001	73,4974

Les premiers modes sont vérifiées

- En mode 1 translation suivant x-x
- En mode 2 translation suivant y-y
- En mode 3 rotation suivant z-z

**V-2- Calcul de la période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou avec la formule de Rayleigh ou une autre version simplifiée de celle-ci (celle définie dans notre cas par le logiciel ETABS)

Les formules empiriques à utiliser est la suivante :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} \quad (\text{Article 4-6 /RPA99, version 2003})$$

**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**C<sub>T</sub>** : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4-6/RPA99version 2003).

$$T = 0.05 \times 25.81^{(3/4)} = 0.57s$$

Dans notre cas, la période empirique peut être déterminée aussi par la formule suivante ;

$$T = 0.009hn/\sqrt{D} \quad (\text{Article 4-7 /RPA99, version 2003})$$

Et:  $D_x = l_x = 18.4m$        $D_y = l_y = 16.4m$

D'où ;  $T_x = 0.009hn/\sqrt{D_x} = 0.009 \times 25.81/\sqrt{18.4} = 0.54$

$T_y = 0.009hn/\sqrt{D_y} = 0.009 \times 25.81/\sqrt{16.4} = 0.57$

Donc :  $T_x = \min (T ; T_x) = 0.54s$

$T_y = \min (T ; T_y) = 0.57s$

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$T_{etabs} = 0.8969s$

**V-3-Vérification de l'effort tranchant à la base :( RPA Version 2003 ART 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{base.MSM} \geq 80\% V_{base.MSE}$$

La force sismique totale  $V$  appliqué à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale.

a)  $V_{base.MSM}$

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETG3	EY	Bottom	0,00	0,20	2909,41	30475,627	23844,712	0,946
ETG2	EX	Top	0,00	2323,10	0,14	21915,910	1,682	16429,1
ETG2	EX	Bottom	0,00	2323,10	0,14	21915,910	1,671	23205,8
ETG2	EY	Top	0,00	0,26	3324,47	35028,375	23844,712	0,946
ETG2	EY	Bottom	0,00	0,26	3324,47	35028,375	33635,114	1,196
ETG1	EX	Top	0,00	2562,81	0,24	24406,895	1,671	23205,8
ETG1	EX	Bottom	0,00	2562,81	0,24	24406,895	1,483	30642,2
ETG1	EY	Top	0,00	0,19	3642,40	38566,341	33635,114	1,196
ETG1	EY	Bottom	0,00	0,19	3642,40	38566,341	44297,912	1,591
ETGSERVICE	EX	Top	0,00	2752,41	0,31	26418,533	1,483	30642,2
ETGSERVICE	EX	Bottom	0,00	2752,41	0,31	26418,533	1,515	38595,3
ETGSERVICE	EY	Top	0,00	0,24	3885,99	41417,704	44297,912	1,591
ETGSERVICE	EY	Bottom	0,00	0,24	3885,99	41417,704	55621,162	1,868
RDC	EX	Top	0,00	2850,57	0,37	27362,019	1,515	38595,3
RDC	EX	Bottom	0,00	2850,57	0,37	27362,019	2,505	50653,1
RDC	EY	Top	0,00	0,37	4007,85	42897,767	55621,162	1,868
RDC	EY	Bottom	0,00	0,37	4007,85	42897,767	72692,802	2,200

Tableau V-1- Tableau donnant les valeurs de  $V_x$  et  $V_y$ .

Story	V(x) KN	V(y) KN
RDC	2850.57	4007.85

b)  $V_{base.MSE}$

$$V_{MSM} = \frac{A.D.Q}{R} . W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

➤ **Calcul des coefficients A,D,R :**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
  - Zone sismique  $II_a$
- }  $A=0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) de RPA99 :

Site meuble  $\rightarrow S3 \Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

le système de contreventement est voile porteurs  $\Rightarrow \xi = 10\%$

D'où  $\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76 \geq 0.70$  vérifiée

-La valeur de la période fondamentale (T) ou (Tx et Ty) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques

**R** : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

Les valeurs de A.D. R. et T sont données dans le tableau suivant :

Tableau V-2- Tableau donnant les valeurs de A , D, R, T

Paramètre	Valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique T <sub>2</sub>	0.5 secondes	Tableau 4.7
Facteur d'amplification Dx	1.80	formule 4.2
Facteur d'amplification Dy	1.74	formule 4.2
Coefficient de comportement R	3.5	Tableau 4.3

▪ **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les files de contreventement.
- Le contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** est satisfait ou non".

Tableau V-3- Valeurs de pénalités P<sub>q</sub>

Critère	P <sub>q</sub>	
	Observé	Non observé
Conditions minimale sur les files de contreventement		0.05
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/

D'où : **Q = 1.15**

Du logiciel ETABS :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERRASSE	POIDS	Bottom	77,48	0,00	0,00	0,000	671,805	-720,5
ETGATTIQUE	POIDS	Top	2723,04	0,00	0,00	0,000	21262,440	-25324,;
ETGATTIQUE	POIDS	Bottom	3884,90	0,00	0,00	0,000	30623,653	-36129,;
ETG5	POIDS	Top	7016,68	0,00	0,00	0,000	56829,449	-65255,;
ETG5	POIDS	Bottom	8299,60	0,00	0,00	0,000	66968,415	-77186,;
ETG4	POIDS	Top	11411,08	0,00	0,00	0,000	92932,942	-106123,;
ETG4	POIDS	Bottom	12762,85	0,00	0,00	0,000	103643,363	-118694,;
ETG3	POIDS	Top	15874,33	0,00	0,00	0,000	129607,890	-147631,;
ETG3	POIDS	Bottom	17226,10	0,00	0,00	0,000	140318,310	-160202,;
ETG2	POIDS	Top	20337,58	0,00	0,00	0,000	166282,838	-189139,;
ETG2	POIDS	Bottom	21689,34	0,00	0,00	0,000	176993,258	-201710,;
ETG1	POIDS	Top	24680,02	0,00	0,00	0,000	202625,580	-229101,;
ETG1	POIDS	Bottom	26109,82	0,00	0,00	0,000	213983,650	-242398,;
ETGSERVICE	POIDS	Top	29262,92	0,00	0,00	0,000	240293,589	-271722,;
ETGSERVICE	POIDS	Bottom	30692,71	0,00	0,00	0,000	251651,659	-285019,;
RDC	POIDS	Top	32841,22	0,00	0,00	0,000	265362,392	-305000,;
RDC	POIDS	Bottom	34886,85	0,00	0,00	0,000	281842,729	-324024,;

Le poids total de la structure :  $W_t = 34886.85$  KN

$$V_{base.MSE.x} = \frac{A.Dx.Q}{R} .W_T = \frac{0,15.1,8.1,15}{3.5} .34886.85 = 3094.96 \text{ KN}$$

$$V_{base.MSE.y} = \frac{A.Dy.Q}{R} .W_T = \frac{0,15.1,74.1,15}{3.5} .34886.85 = 2991.79 \text{ KN}$$

$$80\% V_{base.MSE.x} = 3094.96 \times 0,8 = 2475.96$$

$$80\% V_{base.MSE.y} = 2991.79 \times 0,8 = 2393.43$$

$$V_x = 2850.57 > 80\% V_{base.MSE.x} = 2475.96 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_y = 4007.85 > 80\% V_{base.MSE.y} = 2393.43 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

#### V-4: Vérification des déplacements

##### ➤ Déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif du niveau " k" par rapport au niveau " k-1" est égal à :

$$\begin{cases} \Delta_X = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\% h_k \\ \Delta_Y = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\% h_k \end{cases}$$

Avec :  $h_k$  : Hauteur d'étage K

$\delta_k$  : Déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

	Story	Diaphragm	Load	UX		Story	Diaphragm	Load	UY
▶	TERRASSE	DA9	EX	3,4392	▶	TERRASSE	DA9	EY	1,5445
	ETGATTIQUE	DA8	EX	3,0443		ETGATTIQUE	DA8	EY	1,3426
	ETG5	DA7	EX	2,6842		ETG5	DA7	EY	1,1472
	ETG4	DA6	EX	2,2911		ETG4	DA6	EY	0,9451
	ETG3	DA5	EX	1,8743		ETG3	DA5	EY	0,7431
	ETG2	DA4	EX	1,4389		ETG2	DA4	EY	0,5471
	ETG1	DA3	EX	1,0032		ETG1	DA3	EY	0,3658
	ETGSERVICE	DA2	EX	0,5948		ETGSERVICE	DA2	EY	0,2077
	RDC	DA1	EX	0,2505		RDC	DA1	EY	0,0850

Suivant Ex :

Tableau V-4- Déplacements relatifs suivant Ex

Niveau	Ux (cm)	$\Delta x$ (cm)	1% h	Condition
terrasse	3.4392	0.3949	3.01	Vérifiée
ETG attique	3.0443	0.3601	3.01	Vérifiée
ETG 5	2.6842	0.3931	3.06	Vérifiée
ETG 4	2.2911	0.4168	3.06	Vérifiée
ETG 3	1.8743	0.4354	3.06	Vérifiée
ETG 2	1.4389	0.4357	3.06	Vérifiée
ETG 1	1.0032	0.4084	3.06	Vérifiée
ETG SRV	0.5948	0.3443	3.06	Vérifiée
RDC	0.2505	0.2505	4.44	Vérifiée

Suivant Ey

Tableau V-5- Déplacements relatifs suivant Ey

Niveau	Uy (cm)	$\Delta y$ (cm)	1% h	Condition
terrasse	1.5445	0.2019	3.01	Vérifiée
ETG attique	1.3426	0.1954	3.01	Vérifiée
ETG 5	1.1472	0.2021	3.06	Vérifiée
ETG 4	0.9451	0.2020	3.06	Vérifiée
ETG 3	0.7431	0.1960	3.06	Vérifiée
ETG 2	0.5471	0.1813	3.06	Vérifiée
ETG 1	0.3658	0.1581	3.06	Vérifiée
ETG SRV	0.2077	0.1227	3.06	Vérifiée
RDC	0.0850	0.0850	4.44	Vérifiée

➤ **Déplacement maximum :**

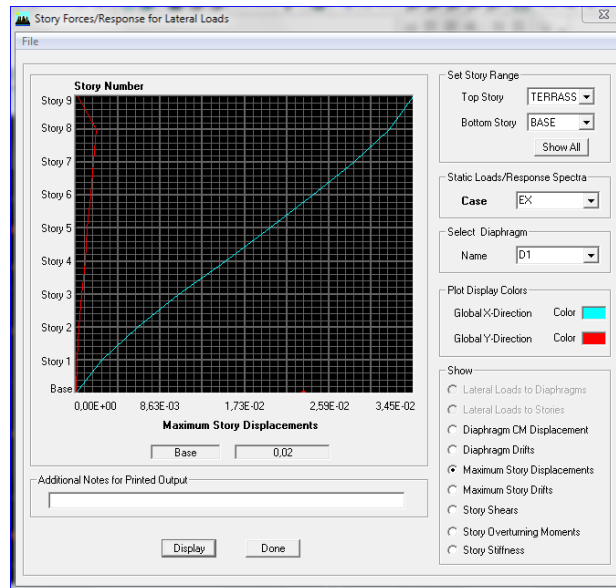
O n doit vérifier que le déplacement maximum que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible.

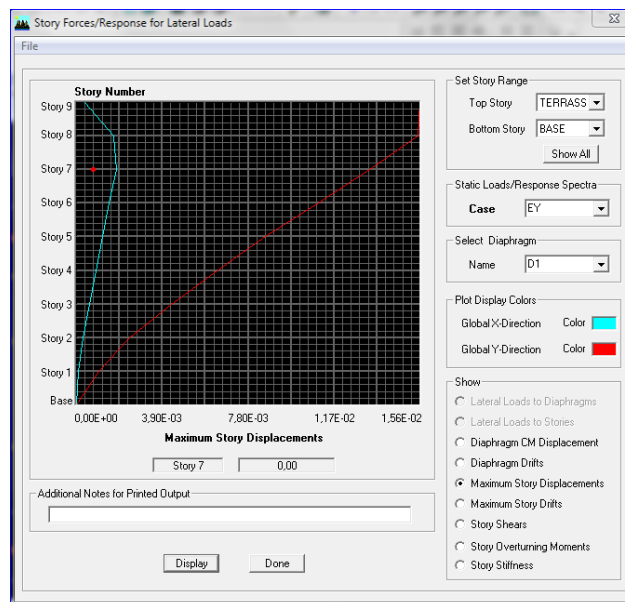
Ht : la hauteur totale du bâtiment.

**Suivant Ex :**



$$\delta_{\max} = \max U_x = 0,028\text{m} < f = ht/500 = 28.82/500 = 0.0576\text{m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Suivant Ey :**



$$\delta_{\max} = 0,0138\text{m} < f = ht/500 = 28.82/500 = 0.0576\text{m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V-5-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 de calcul est limité par la condition suivante

$$\frac{Nd}{Bc.f_c28} \leq 0.3$$

Avec :

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Nd max = 1514.59 KN

Bc : l'aire (section brute ) de la section de béton .

f<sub>c28</sub> = la résistance caractéristique du béton.

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
ETG1	C1-2	GQEX MAX	0	-1514,59	19,44	33,27	0,553	5,137	9,672
ETG1	C1-2	GQEX MAX	0,233	-1514,59	19,44	33,27	0,553	-2,562	5,77
ETG1	C1-2	GQEX MAX	0,465	-1513,18	19,44	33,27	0,553	-4,295	3,441
ETG1	C1-2	GQEX MIN	0	-1513,18	-12,95	1,94	-0,643	-3,403	-7,023
ETG1	C1-2	GQEX MIN	0,233	-1504,92	-12,95	1,94	-0,643	-3,891	-4,631
ETG1	C1-2	GQEX MIN	0,465	-1504,92	-12,95	1,94	-0,643	-10,345	-3,812
ETG1	C1-2	GQEXM MAX	0	-1504,11	19,44	33,27	0,553	5,137	9,672
ETG1	C1-2	GQEXM MAX	0,233	-1504,11	19,44	33,27	0,553	-2,562	5,77
ETG1	C1-2	GQEXM MAX	0,465	-1502,81	19,44	33,27	0,553	-4,295	3,441
ETG1	C1-2	GQEXM MIN	0	-1502,81	-12,95	1,94	-0,643	-3,403	-7,023
ETG1	C1-2	GQEXM MIN	0,233	-1502,7	-12,95	1,94	-0,643	-3,891	-4,631
ETG1	C1-2	GQEXM MIN	0,465	-1502,7	-12,95	1,94	-0,643	-10,345	-3,812
ETG1	C1-2	GQEY MAX	0	-1494,44	16,54	31,38	0,843	8,411	5,811
ETG1	C1-2	GQEY MAX	0,233	-1494,44	16,54	31,38	0,843	1,258	1,966
ETG1	C1-2	GQEY MAX	0,465	-1493,63	16,54	31,38	0,843	-5,283	1,507
ETG1	C1-2	GQEY MIN	0	-1493,63	-10,04	3,84	-0,933	-6,677	-3,162
ETG1	C1-2	GQEY MIN	0,233	-1492,33	-10,04	3,84	-0,933	-7,711	-0,828
ETG1	C1-2	GQEY MIN	0,465	-1492,33	-10,04	3,84	-0,933	-9,357	-1,879
ETG1	C1-2	GQEYM MAX	0	-1492,22	16,54	31,38	0,843	8,411	5,811
ETG1	C1-2	GQEYM MAX	0,233	-1492,22	16,54	31,38	0,843	1,258	1,966
ETG1	C1-2	GQEYM MAX	0,465	-1483,96	16,54	31,38	0,843	-5,283	1,507
ETG1	C1-2	GQEYM MIN	0	-1483,96	-10,04	3,84	-0,933	-6,677	-3,162
ETG1	C1-2	GQEYM MIN	0,233	-1481,85	-10,04	3,84	-0,933	-7,711	-0,828
ETG1	C1-2	GQEYM MIN	0,465	-1481,85	-10,04	3,84	-0,933	-9,357	-1,879

$$\frac{1514.59 \cdot 10^3}{450.450.25} = 0,299 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V-6 Vérification l'effet (P-Δ) : RPA (Art 5-9 page 51)**

Les effets du 2° ordre(ou effet p- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\Theta_k = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k$$

Avec :

- $P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K
- $\Delta_K$  : Le déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1
- $V_K$  : Effort tranchant d'étage considéré au niveau K
- $h_K$  : Hauteur de l'étage K.

D'où :

- $\Theta_k \leq 0.1$  L'effet p-Delta peut être négligé
- $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$  Amplifiant les effets de l'action sismique par  $1/(1 - \Theta_k)$ .
- $\Theta_k \geq 0.2$  Structure instable et doit être redimensionnée.

**Tableau V-6- Tableau donnant les valeurs de  $\Theta_{kx}$  et  $\Theta_{ky}$**

Etage	P	$P_K$ KN	$\Delta_{Kx}$ cm	$\Delta_{Ky}$ cm	$V_{Kx}$ KN	$V_{Ky}$ KN	$h_K$ cm	$\Theta_{kx}$	$\Theta_{ky}$
Terrasse	77.48	77.48	0.3949	0.2019	18.54	25.65	301	0.0054	0.00280
ETG attique	3884.9	3807.42	0.3601	0.1954	635.04	893.62	301	0.0071	0.00389
ETG 5	8299.6	4414.7	0.3931	0.2021	1204.98	1740.14	306	0.0047	0.00167
ETG 4	12762.85	4463.25	0.4168	0.2020	1651.81	2389.94	306	0.0036	0.00123
ETG 3	17226.1	4463.25	0.4354	0.1960	2019.26	2909.41	306	0.0021	0.00098
ETG 2	21689.34	4463.24	0.4357	0.1813	2323.1	3324.47	306	0.0027	0.00079
ETG 1	26109.82	4420.48	0.4084	0.1581	2562.81	3642.40	306	0.0023	0.00062
ETG SERVICE	30692.71	4582.89	0.3443	0.1227	2752.48	3885.99	306	0.0018	0.00047
RDC	34886.85	4194.14	0.2505	0.0850	2850.57	4007.85	444	0.0008	0.00021

**Conclusion :**

On a pour chaque niveau K

$$\Theta_{kx} \leq 0.1$$

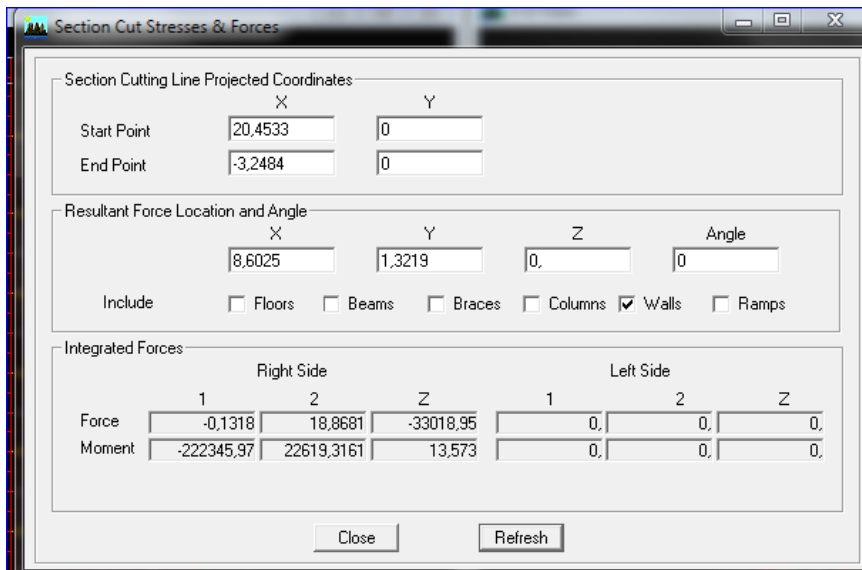
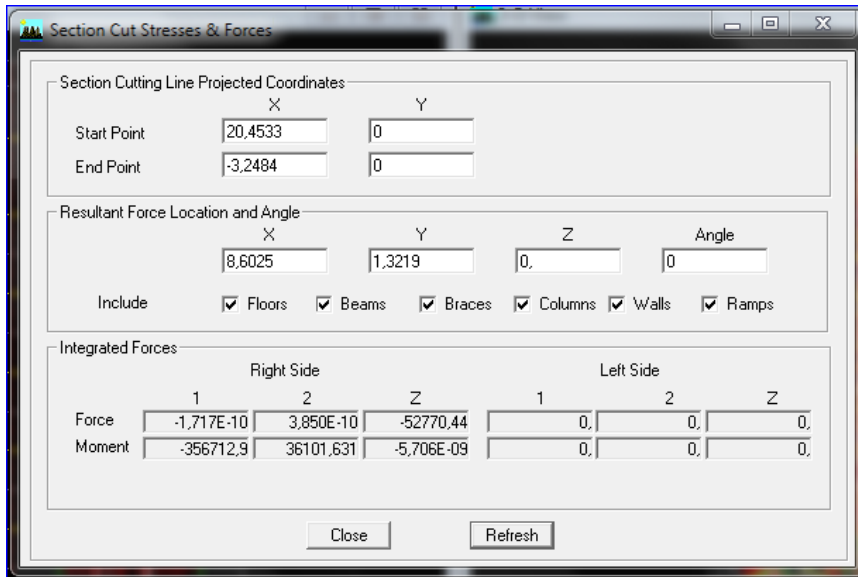
$$\Theta_{ky} \leq 0.1$$

On constate que l'effet p-delta peut être négligé pour notre cas.

**V-7-Vérification du coefficient de comportement R :**

L'objectif dans 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 considérée. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS.

**Charge verticale :**



Le pourcentage des forces verticales repris par les voiles :

$$V = \frac{Fz (voile)}{Fz (structure)} 100\% = 62,57\% > 20\% \text{ donc le coefficient de comportement}$$

$$R = 3,5 \text{ (D'après le RPA Art. 3.4.2)}$$

**Conclusion :**

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées. Donc, dans ce qui va suivre on va passer au ferrailage des éléments structuraux du bâtiment.

# Chapitre VI

## Ferraillage des éléments structuraux

**Introduction :**

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du niveau de base. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement ; les portiques (poteaux et poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Ils doivent être bien disposés de telle sorte qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations horizontales et verticales.

**VI-1) Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux sollicités par des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi des moments fléchissants. Ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

**▪ Cas durable :****-Béton :**

$$\gamma_b = 1,5$$

$$f_{c28} = 25MPa$$

$$\sigma_b = 14.2MPa$$

**-Acier :**

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_e = 400MPa$$

$$\sigma_s = 348 MPa$$

**▪ Cas accidentel :****-Béton :-Acier :**

$$\gamma_b = 1,15$$

$$f_{c28} = 25MPa$$

$$f_{bc} = 18,48MPa$$

$$\gamma_s = 1$$

$$f_e = 400MPa$$

$$\sigma_s = 400 MPa$$

**VI-1-1) Recommandations et exigences du RPA :****➤ Combinaisons de calcul**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

**▪ Selon BAEL 91 :**

$$-E.L.U. : \quad \text{Situation durable : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

**▪ Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$G+Q \pm E \dots\dots\dots (2)$$

$$0.8G \pm E \dots\dots\dots (3)$$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes, à savoir :

- 1<sup>ère</sup>) Effort normal maximum ( $N^{\max}$ ) et moment correspondant ( $M^{\text{corr}}$ ) ;
- 2<sup>ème</sup>) Moment maximum ( $M^{\max}$ ) et effort normal correspondant ( $N^{\text{corr}}$ ) ;
- 3<sup>ème</sup>) Effort normal minimum ( $N^{\min}$ ) et moment correspondant ( $M^{\text{corr}}$ )

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra à la valeur maximale des trois valeurs trouvées (cas plus défavorable).

#### ➤ Les armatures longitudinales:

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

-Le diamètre minimal est de **12 mm**,

-La longueur minimale de recouvrement est de 40cm (zone IIa ),

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

**Tableau VI-1 : Sections des armatures longitudinales**

Etage	Section du poteau (cm2)	$A_{\min}$ (cm)	$A_{\max}$ (cm2) zone courante	$A_{\max}$ (cm2) zone de recouvrement
6 <sup>ème</sup> étage et étage attique	35×35	9.8	49	73.5
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	12.8	64	96
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	45×45	16.2	81	121.5

#### ➤ Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2 : Les efforts internes dans les poteaux

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	45×45	N <sup>max</sup> M <sup>corr</sup>	-1353.28	-8.019
		N <sup>min</sup> M <sup>corr</sup>	580.12	2.583
		M <sup>max</sup> N <sup>corr</sup>	-498.11	138.695
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	N <sup>max</sup> M <sup>corr</sup>	-790.55	-35.714
		N <sup>min</sup> M <sup>corr</sup>	185.73	22.976
		M <sup>max</sup> N <sup>corr</sup>	-288.5	113.758
6 <sup>ème</sup> étage et étage attique	35×35	N <sup>max</sup> M <sup>corr</sup>	-301.75	-33.556
		N <sup>min</sup> M <sup>corr</sup>	44.83	8.65
		M <sup>max</sup> N <sup>corr</sup>	-144.17	-94.232

VI-1-2) Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

III -1- Calcul des armatures

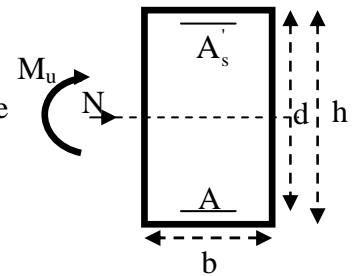
a. Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$

Avec :

$M_f$  : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

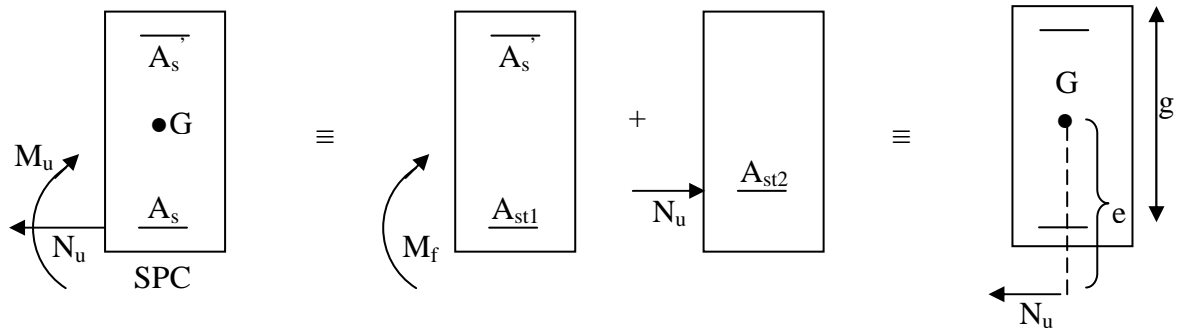
$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle

$N_u$  : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

**1<sup>er</sup> cas :**

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

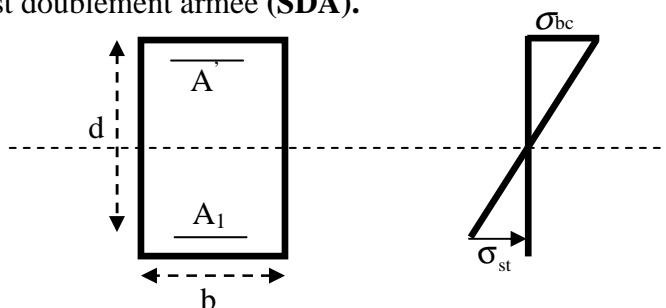
**2<sup>ème</sup> cas :**

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la Section est doublement armée (SDA).

**On calcul:**

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

**b. Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

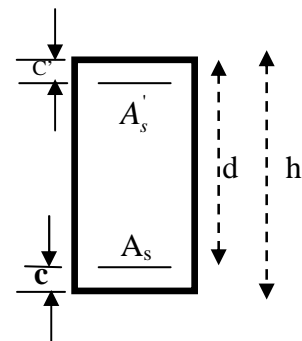
Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d :

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 < N_u (d - c') < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$



$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}}$$

**c. Section partiellement comprimée (SET) :**

$$\text{Calcul de centre de pression : } e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e = N_u / M_u \leq (h/2 - 2)$$

Si  $e_u = N_u / M_u = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \quad B : \text{Aire de la section du béton seul}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

**❖ Calcul du ferrailage des poteaux**

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul à l'aide du logiciel « **Socotec** »

Les résultants de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI-3 : Ferrailage des poteaux**

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Obs	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de A
<b>RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage</b>	-1353.28	-8.019	SEC	0	0	16.2	20.6	<b>4HA20 + 4HA16</b>
	580.12	2.583	SET	7.09	7.42			
	-498.11	138.695	SPC	0	2.99			
<b>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup>, étage</b>	-790.55	-35.714	SEC	0	0	12.8	14.2	<b>4HA16 + 4HA14</b>
	185.73	22.976	SET	0.63	4.01			
	-288.5	113.758	SPC	0	4.89			
<b>6<sup>ème</sup> étage et étage attique</b>	-301.75	-33.556	SEC	0	0	9.8	10.68	<b>4HA14 + 4HA12</b>
	44.83	8.65	SPC	0	1.29			
	-144.17	-94.232	SPC	0	5.38			

**VI-1-3) Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchant et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Le diamètre**

- Selon BAEL 91 Art A8.1.3

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \Phi_t = 8\text{mm}$$

$\Phi_1$  : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées pas des cadres en  $\Phi 8$

- Selon RPA 99 version 2003(Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales sont calculées a l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

**Détermination de  $\rho_a$  :**

Calcul de l'élancement géométrique du poteau  $\lambda_g$ :

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si} \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si} \quad \lambda_g < 5$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

**Selon le RPA99 version 2003, Art 7.4.2.2**

La valeur maximale est fixée comme suit :

➤ **En zone nodale**

$$St \leq (15 \Phi_1^{\min})$$

$$St = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm.}$$

On prend une valeur de **St = 10 cm**

➤ **En zone courante :**

$$St \leq \text{Min}(10\Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}).$$

$\Phi$  : diamètre minimal longitudinal.

$$St \leq \text{Min}(12 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

On prend la valeur de **St = 10 cm.**

**Conclusion**

On adopte : St= 10cm en zone nodale

St=10cm en zone courante

➤ **L'effort tranchant :**

**Tableau VI-4 : Les efforts tranchants**

Étage	Section (cm <sup>2</sup> )	Effort tranchant max à l'ELU (KN)
6 <sup>ème</sup> et étage attique	Zone I (45x45)	57.92
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	Zone II (40x40)	44.87
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	Zone III (35x35)	47.23

• **Poteaux (45x45) :**

$$\Rightarrow \lambda_g \text{ min} = 4.44$$

$$\Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \text{d'où } \rho = 3.75$$

$$Vu = 57.92 \text{ KN}$$

**-Dans la zone nodale St=10cm :**

$$At = \left( \frac{\rho \cdot Vu}{h \cdot 1.75} \right) t = \left( \frac{3.75 \times 57.92 \times 1000}{45 \times 400} \right) \times 10 = 1.20 \text{ cm}^2$$

**-Dans la zone courante St=10cm :**

$$At = \left( \frac{\rho \cdot Vu}{h \cdot 1.75} \right) t = \left( \frac{3.75 \times 57.92 \times 1000}{45 \times 400} \right) \times 10 = 1.20 \text{ cm}^2$$

- **Poteaux (40x40) :**

$$\Rightarrow \lambda_g \text{ min} = 5$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où } \rho = 2.5$$

$$V_u = 44.87 \text{ KN}$$

**-Dans la zone nodale St=10cm :**

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot 1. f_e} \right) t = \left( \frac{2.5 \times 44.87 \times 1000}{40 \times 400} \right) \times 10 = 0.7 \text{ cm}^2$$

**-Dans la zone courante St=10cm :**

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot 1. f_e} \right) t = \left( \frac{2.5 \times 44.87 \times 1000}{40 \times 400} \right) \times 10 = 0.7 \text{ cm}^2$$

- **Poteaux (35x35) :**

$$\Rightarrow \lambda_g \text{ min} = 5.62$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où } \rho = 2.5$$

$$V_u = 47.23 \text{ KN}$$

**-Dans la zone nodale St=10cm :**

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot 1. f_e} \right) t = \left( \frac{2.5 \times 47.23 \times 1000}{35 \times 400} \right) \times 10 = 0.84 \text{ cm}^2$$

**-Dans la zone courante St=10cm :**

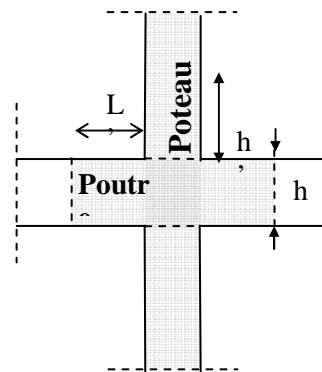
$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot 1. f_e} \right) t = \left( \frac{2.5 \times 47.23 \times 1000}{35 \times 400} \right) \times 10 = 0.84 \text{ cm}^2$$

### Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} )$$

$h_e$ : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre principale.



**Figure.VI-1 : Délimitation de**

- ❖ **Poteaux (45x45) :**

$$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} ) = \max ( 444-45/6 = 66.5 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm} ) = \mathbf{66.5\text{cm}}$$

$$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} ) = \max ( 306-45/6 = 43.5 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm} ) = \mathbf{60\text{cm}}$$

❖ **Poteaux (40x40):**

$$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} ) = \max ( 306-45/6 = 43.5 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm} ) = \mathbf{60\text{cm}}$$

❖ **Poteaux (35x35):**

$$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} ) = \max ( 306-45/6 = 43.5 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm} ) = \mathbf{60\text{cm}}$$

$$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} ) = \max ( 301-45/6 = 42.6 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm} ) = \mathbf{60\text{cm}}$$

**VI-1-4) Vérification à l'ELU:**

**a) Vérification de la quantité d'armature transversale minimale du RPA (article 7.4.2.2)**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si:  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si:  $\lambda_g \geq 3$  .....  $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si :  $3 \leq \lambda_g \leq 5$ ..... Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

**Tableau VI-5 : Vérification de la section des armatures transversales.**

poteaux	$\lambda_g$	$\frac{A_t}{S_t \times b} = \%$	Zones	$A_t^{\min} = \% S_t \times b_1$	Acalculé (cm <sup>2</sup> )	A choix	Vérification Amin < Achoi
45x45	6.59	0.3	Nodale	1.35	1.20	4T8=2.01	CV
			Courante	1.35	1.20	4T8=2.01	CV
	4.44	0.44	Nodale	1.98	1.20	4T8=2.01	CV
			Courante	1.98	1.20	4T8=2.01	CV
40x40	5.00	0.3	Nodale	1.20	0.7	4T8=2.01	CV
			Courante	1.20	0.7	4T8=2.01	CV
35x35	5.72	0.3	Nodale	1.05	0.84	4T8=2.01	CV
	5.62		Courante	1.05	0.84	4T8=2.01	CV

**b) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA/99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \overline{\tau_{bu}} = 0.875 \text{MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \overline{\tau_{bu}} = 1 \text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{Tu}{bd}$$

**Tableau VI-6: Vérification des contraintes tangentielles**

Niveau	Poteau	b (m)	d (m)	T (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_b$	$\overline{\tau_{bu}}$	Vérification $\tau_b \leq \overline{\tau_{bu}}$
Etage attique	35x35	0.35	0.32	57.92	6.59	0.075	0.306	0.875	CV
6 <sup>ème</sup> étage					4.44	0.04		1	CV
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40x40	0.40	0.37	44.87	5.00	0.075	0.303	0.875	CV
2 <sup>ème</sup> étage	45x45	0.45	0.42	47.23	5.72	0.075	0.421	0.875	CV
1 <sup>er</sup> étage					5.62	0.075		0.875	CV
RDC									

**c) Longueur de scellement droit (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :**

$$\ell_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 20 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.546 \text{ cm} \dots L_s = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.437 \text{ cm} \dots L_s = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.382 \text{ cm} \dots L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm} \dots L_s = 45 \text{ cm}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_{t28} = 2.835$$

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement est:  $L = 40 \times \phi$

$$\text{Pour les HA20 : } L = 0.4 \times \phi = 0.4 \times 75 = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L = 0.4 \times \phi = 0.4 \times 60 = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } L = 0.4 \times \phi = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } L = 0.4 \times \phi = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

**d) Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1) :**

La longueur minimale de recouvrement est  $l_r > 40 \times \phi$  en zone IIa

$$\text{Pour les HA20 : } L_r = 40 \times \phi = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm on adopte } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

**VI-4-5) Vérification à l'ELS**

**a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/ BAEL 91 Modifiée 99)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI-7 : vérification de la condition de non fragilité.**

section	Ns[KN]	Ms[KN.m]	es (cm)	Obs	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	Amin≤Aadp
45x45	N <sub>max</sub> = -985.59	M <sub>cor</sub> = -5.749	0.0058	SEC	5.489	20.6	CV
	N <sub>min</sub> = -227.98	M <sub>cor</sub> = -1.227	0.0053	SEC	5.489		CV
	N <sub>cor</sub> = -587.16	M <sub>max</sub> = -43.672	0.074	SEC	5.492		CV
40x40	N <sub>max</sub> = -576.46	M <sub>cor</sub> = -25.898	0.0449	SEC	4.30	14.2	CV
	N <sub>min</sub> = -84.66	M <sub>cor</sub> = -0.806	0.0095	SEC	4.29		CV
	N <sub>cor</sub> = -233.71	M <sub>max</sub> = -47.894	0.204	SPC	4.30		CV
35x35	N <sub>max</sub> = -220.37	M <sub>cor</sub> = -24.353	0.110	SPC	3.256	10.68	CV
	N <sub>min</sub> = -4.07	M <sub>cor</sub> = 0.196	-0.048	SEC	3.251		CV
	N <sub>cor</sub> = -101.21	M <sub>max</sub> = -47.983	0.474	SPC	3.26		CV

**b) Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \sigma_s = 384 \text{ MPA} \\ \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \end{cases}$$

**Tableau VI-8: vérification à l'ELS**

section	Ns[KN]	Ms[KN.m]	$\sigma_{bs}$	$\sigma_{bi}$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{as}$	$\sigma_{ai}$	$\sigma_s$	Vérification
45x45	N <sub>max</sub> = -985.59	M <sub>cor</sub> = -5.749	4.23	4.21	15	63.4	63.2	348	CV
	N <sub>min</sub> = -227.98	M <sub>cor</sub> = -1.227	0.97	0.98	15	14.6	14.7	348	CV
	N <sub>cor</sub> = -587.16	M <sub>max</sub> = -43.672	4.45	0.49	15	62.7	11.2	348	CV
40x40	N <sub>max</sub> = -576.46	M <sub>cor</sub> = -25.898	4.93	1.38	15	70	24.7	348	CV
	N <sub>min</sub> = -84.66	M <sub>cor</sub> = -0.806	0.51	0.42	15	7.54	6.46	348	CV
	N <sub>cor</sub> = -233.71	M <sub>max</sub> = -47.894	5.7	0	15	72.3	0	348	CV
35x35	N <sub>max</sub> = -220.37	M <sub>cor</sub> = -24.353	4.45	0	15	58.7	0	348	CV
	N <sub>min</sub> = -4.07	M <sub>cor</sub> = 0.196	0.05	0.01	15	0.69	0.18	348	CV
	N <sub>cor</sub> = -101.21	M <sub>max</sub> = -47.983	8.67	0	15	93.4	0	348	CV

**c) Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**d) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2/ BAEL 91)**

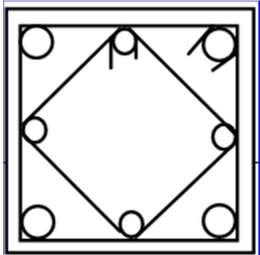
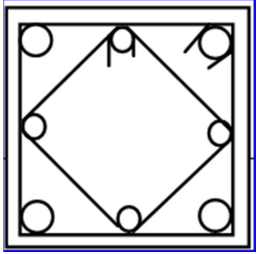
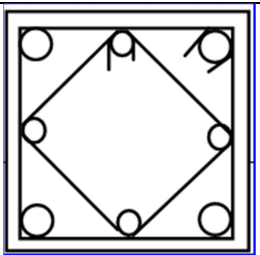
Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\sigma_s = 348$  MPA

Contrainte admissible du béton :  $\sigma_{bc} = 15$  MPA

**Conclusion**

Le ferraillage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Niveau	Section des poteaux	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupe schématique
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	(45x45)	<b>4HA20 + 4HA16</b>	1 cadre et 1 losange ( HA8)	
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	<b>4HA16+ 4HA14</b>	1 cadre et 1 losange ( HA8)	
6 <sup>ème</sup> et étage attique	(35x35)	<b>4HA14 + 4HA12</b>	1 cadre et 1 losange ( HA8)	

**VI.2) Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont calculée en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorable, et seront vérifiées à l'ELS.

- **Les combinaisons de calcul :**

<b>ELU</b> .....	$1.35 G + 1.5 Q$
<b>ELS</b> .....	$G + Q$
<b>RPA2003</b> .....	$G + Q \pm E$
	$0.8 G \pm E$

**VI-2-1) Recommandations du RPA99 version 2003 :****a) Armatures longitudinales (RPA Art 7.5.2.1) :**

- ✓ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.  $A_{\min}=0.5\%b.h$
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% b.h : En zone courante.
  - 6% b.h : En zone de recouvrement.
- ✓ La longueur du recouvrement est de  $40 \Phi$  (Zone IIa).
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**Tableau.VI-9: La section minimale et maximale d'armatures.**

	Section (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Amax(cm <sup>2</sup> ) (zone courante)	Amax(cm <sup>2</sup> ) (zone de recouvrement)
<b>Poutre principale</b>	30x45	6.75	54	81
<b>Poutre secondaire</b>	30x35	5.25	42	63
<b>Poutre palier</b>	30x35	5.25	42	63
<b>Poutre de chaînage</b>	30x35	5.25	42	63

**b) Armatures transversales (art 7.5.2.2 RPA99/version 2003) :**

- Les quantités minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003x St x b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

Avec:  $\Phi_{\min}$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Sollicitation de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorable sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✓ **Poutres adirée aux voiles :**

**Tableau VI-10: Sollicitation de calcul pour les poutres adirée aux voiles**

Type	combinaison	Section (cm <sup>2</sup> )	localisation	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poutre principale	ELU G+Q+-E	30x45	Appui	-128.591	-181.25
			Travée	68.615	64.55
Poutre secondaire	0.8G+-E	30x35	Appui	-141.337	-84.71
			Travée	113.578	97.48

✓ **Poutres non adirée aux voiles :**

**Tableau VI-11 : sollicitation de calcul pour les poutres non adirée aux voiles**

Type	combinaison	Section (cm <sup>2</sup> )	localisation	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poutre principale	ELU G+Q+-E	30x45	Appui	-94.318	-122.28
			Travée	61.872	11.08
Poutre secondaire	0.8G+-E	30x35	Appui	-69.227	-44.79
			Travée	66.758	45.53

## ✓ Les poutres paliers et poutres de chaînage :

Tableau VI-12 : Sollicitation de calcul pour les poutres de chaînages et la poutre palier

Type	combinaison	Section (cm <sup>2</sup> )	localisation	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poutre palier	ELU	30x35	Appui	-76.386	-14.86
	G+Q+-E		Travée	55.951	24.07
Poutre de chaînage	0.8G+-E	30x35	Appui	-47.034	20.06
			Travée	24.252	3.63

## VI-2-2) Calcul des armatures :

## • Calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis au appuis sous les sollicitations les plus défavorable.

## ❖ Les étapes de calcul de ferrailage :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis et aux appuis, résultant des combinaisons de la charge la plus défavorable.

## • Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec  $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$  ,  $\gamma_b = 1.5$  (situation durable).

➤ 1<sup>er</sup> cas :

Si :  $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$  la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

➤ 2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$  la section est doublement armée (SDA).

On doit calculer :  $M_r = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$A_s = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} ;$$

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

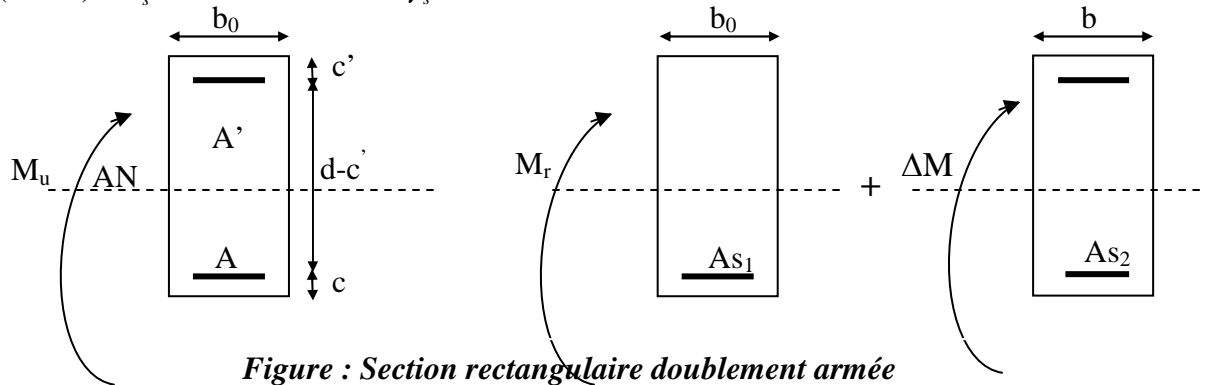


Figure : Section rectangulaire doublement armée

❖ Ferraillage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailler avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferraillage.

Les sections d'armature sont résumées dans les tableaux suivants :

✓ Poutres adhéree aux voiles:

Tableau VI-13: Ferraillage des poutres adhérees aux voiles

		Mmax (KN.m)	μ <sub>b</sub>	obs	B	Ast	farailage	Aadopté (cm <sup>2</sup> )
<b>P.P</b>	En travée	-128.59	0.070	SSA	0.964	4.23	3HA14(fil)	4.62
	Aux appuis	68.615	0.131	SSA	0.930	8.23	3HA14(fil)+ 3HA14(chap)	9.23
<b>P.S</b>	En travée	-141.33	0.200	SSA	0.887	10.00	3HA16 (fil)+ 2HA16(chap)	10.05
	Aux appuis	113.57	0.248	SSA	0.855	12.91	3HA16(fil)+ 5HA16(chap)	13.44

✓ Poutres non adhérees aux voiles :

Tableau VI-14: ferrailage des poutres non adhérees aux voiles

		Mmax (KN.m)	$\mu_b$	obs	B	Ast	ferrailage	Aadopté
P.P	En travée	-94.31	0.082	SSA	0.957	4.42	3HA14(fil)	4.62
	Aux appuis	61.87	0.125	SSA	0.933	6.91	3HA14(fil) 2HA14(chap)	7.69
P.S	En travée	-69.227	0.117	SSA	0.938	5.56	3HA16(fil)	6.03
	Aux appuis	66.758	0.121	SSA	0.936	5.77	3HA16(fil)	6.03
P.P lr	En travée	-76.38	0.098	SSA	0.948	4.61	3HA14(fil)	4.62
	Aux appuis	55.95	0.134	SSA	0.928	6.43	3HA14(fil)+ 2HA14(chap)	7.69
P.c h	En travée	-47.03	0.042	SSA	0.979	1.93	3HA12(fil)	3.39
	Aux appuis	24.25	0.082	SSA	0.957	3.83	3HA12(fil)+ 2HA12(chap)	4.62

### VI-2-3) Vérification à l'ELU :

#### ❖ Vérification de cisaillement :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle  $\tau_u$  prise conventionnellement égal :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times 25 / 1.5; 5MPa) = 3.33MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-15 : Vérification aux cisaillements

Poutres	Effort tranchant(KN)	B (cm)	D (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
P.P	181.25	30	42	1.43	3.33	C.V
P.S	97.48	30	32	1.015	3.33	C.V
P.PLR	24.07	30	32	0.25	3.33	C.V
P.CH	20.06	30	32	0.20	3.33	C.V

❖ Vérification de la condition de non fragilité(A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

-poutres principales :  $A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 43 \times 2.1}{400} = 1.55 \text{ cm}^2$

-poutres secondaires :  $A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$

-poutres palier :  $A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$

-poutres de chaînage :  $A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$

$A_s > A_{\min} \implies$  La condition de non fragilité est vérifiée.

❖ Vérification de l'effort tranchant aux appuis:

Influence sur le béton(Art. A.5.1 BAEL91 modifié en 99) :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL91.art A.5.1.32)}$$

Tableau VI-16 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutres	Effort tranchant (KN)		b(cm)	d(cm)	F <sub>c28</sub>	$\gamma_b$	$\bar{T}$ (cm)	Obs
<b>P.P</b>	T max	181.25	30	42	25	1.5	756	C.V
<b>P.S</b>	Tmax	97.48	30	32			576	C.V
<b>P.Plr</b>	Tmax	24.07	30	32			576	C.V
<b>P.ch</b>	Tmax	20.06	30	32			576	C.V

❖ Influence sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.313)

Lorsqu'au droit d'un appui:  $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$ ; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une

section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :  $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \implies$  la vérification n'est pas nécessaire.

Tableau VI-17 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier

Poutre	Tu max	Mu max	d	0.9d	$T_u - \frac{M_u}{0.9d}$	Obs
P.P	181.25	-128.59	0.42	0.378	-158.93	Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires
P.S	97.48	-141.33	0.32	0.288	-393.27	
P.Plr	24.07	-76.38	0.32	0.288	-241.15	
P.ch	20.06	-47.03	0.32	0.288	-143.25	

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

(Art. A.6.1,3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} \quad \text{Avec} \quad \sum U : \text{le périmètre de aciers,}$$

✓ Poutres adirée aux voiles :

▪ Poutre principales:

$$\sum U_i = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{181.25 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 263.7} = 1.81 \text{ MPa}$$

▪ Poutre secondaire:

$$\sum U_i = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 2 + 3 \times 3.14 \times 1.6 = 33.912 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{97.48 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 339.12} = 0.99 \text{ MPa}$$

✓ Poutres non adirée aux voiles :

▪ Poutre principales:

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{122.28 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 219.8} = 1.47 \text{ MPa}$$

▪ **Poutre secondaire:**

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 1.6 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \Sigma U_i} = \frac{45.53 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 150.7} = 1.04 \text{ MPa}$$

▪ **Poutre paliers:**

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \Sigma U_i} = \frac{24.07 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 219.8} = 0.38 \text{ MPa}$$

▪ **Poutre de chaînage:**

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.18 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \Sigma U_i} = \frac{20.06 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 131.8} = 0.52 \text{ MPa}$$

Toutes les contraintes d'adhérences sont vérifiées.

❖ **Calcul de la longueur de scellement des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour HA 12 :  $l_s = 42.32 \text{ cm}$ .
- Pour HA 14 :  $l_s = 49.38 \text{ cm}$ .
- Pour HA 16 :  $l_s = 56.44 \text{ cm}$ .
- Pour HA 20 :  $l_s = 70.54 \text{ cm}$ .

Les règles du (**Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à  $0.4 l_s$  pour les aciers H.A.

- Pour HA 12 :  $l_a = 16.92 \text{ cm}$ .
- Pour HA 14 :  $l_a = 19.75 \text{ cm}$ .
- Pour HA 16 :  $l_a = 22.57 \text{ cm}$ .
- Pour HA 20 :  $l_a = 28.21 \text{ cm}$ .

❖ **Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)**

• **L'espacement des armatures transversales :**

✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

•  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30cm\right)$  en zone nodale et en travée.

•  $S_t \leq \frac{h}{2}$  en dehors de la zone nodale.

**Tableau VI-19 : Espacement des armatures transversales**

Poutres	Zone	St (cm)=	St adopté (cm)
<b>P.P avec voile</b>	Nodale	$\min(12 \times 1.4 ; 45/4 ; 30) = 11.25$	10
	Courante	$45/2 = 22.5$	15
<b>P.P sans voile</b>	Nodale	$\min(12 \times 1.4 ; 45/4 ; 30) = 11.25$	10
	Courante	$45/2 = 22.5$	15
<b>P.S avec voile</b>	Nodale	$\min(12 \times 1.6 ; 35/4 ; 30) = 8.75$	10
	Courante	$35/2 = 17.5$	15
<b>P.S sans voile</b>	Nodale	$\min(12 \times 1.6 ; 35/4 ; 30) = 8.75$	10
	Courante	$35/2 = 17.5$	15
<b>P. palier</b>	Nodale	$\min(12 \times 1.4 ; 35/4 ; 30) = 8.75$	10
	Courante	$35/2 = 17.5$	15
<b>P. chaînage</b>	Nodale	$\min(12 \times 1.2 ; 35/4 ; 30) = 8.75$	10
	Courante	$35/2 = 17.5$	15

• **Le diamètre minimal des armatures transversales est :**

$$\Phi_t \leq \min\left(h/35; \frac{b}{10}; \Phi_t\right)$$

✓ **Poutres principale :**

$$\Phi_t \leq \min(45/35; 30/10; 1.4) = (1.28 ; 3 ; 1.4) = 1.28cm$$

On prend :  $\phi_t = 8$  mm

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

✓ **Poutres secondaire :**

$$\Phi_t \leq \min(35/35; 30/10; 2) = (1 ; 3 ; 2) = 1cm$$

On prend :  $\phi_t = 8$  mm.

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

✓ **Poutres de chaînage :**

$$\Phi_t \leq \min(35/35; 30/10; 1.4) = (1 ; 3 ; 1.4) = 1 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

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

✓ **Poutres Palière :**

$$\Phi_t \leq \min(35/35; 30/10; 1.4) = (1 ; 3 ; 1.4) = 1 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

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

❖ **Armatures transversales minimales:**

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adop}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**VI-2-4) Vérifications à l'ELS :**❖ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de compression du béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_s = K \cdot \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Avec : } \rho = \frac{100 A_s}{b d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de  $\beta_1$  et K.

$$\text{La contrainte dans l'acier est } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-20 : Vérification des contraintes à l'ELS

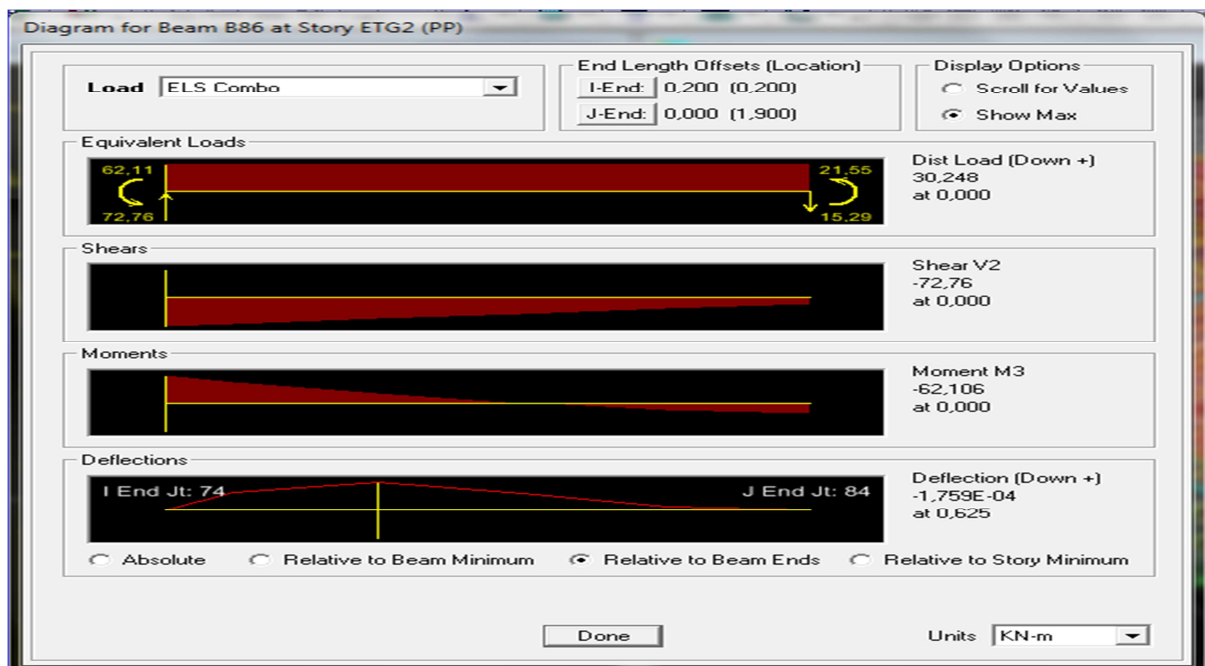
Poutres		Ms(KN.m)	A <sub>ad</sub> (cm <sup>2</sup> )	B(cm)	D(cm)	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs
P.P	Appuis	67.74	4.62	30	42	0.36	0.907	38.47	384.89	10	15	CV
	travée		9.23			0.73	0.87	25.32	199.47	7.87	15	CV
P.S	Appuis	25.13	10.05	30	32	1.04	0.85	20.33	90.96	4.47	15	CV
	travée		13.44			1.40	0.84	16.65	69.39	4.16	15	CV
P.Plr	Appuis	23.13	4.62	30	32	0.48	0.89	32.62	96.88	2.97	15	CV
	travée		7.69			0.80	0.87	23.47	59.81	2.54	15	CV
P.ch	Appuis	12.82	3.39	30	32	0.35	0.90	39.35	130.15	3.3	15	CV
	travée		4.62			0.48	0.89	32.62	174.87	5.36	15	CV

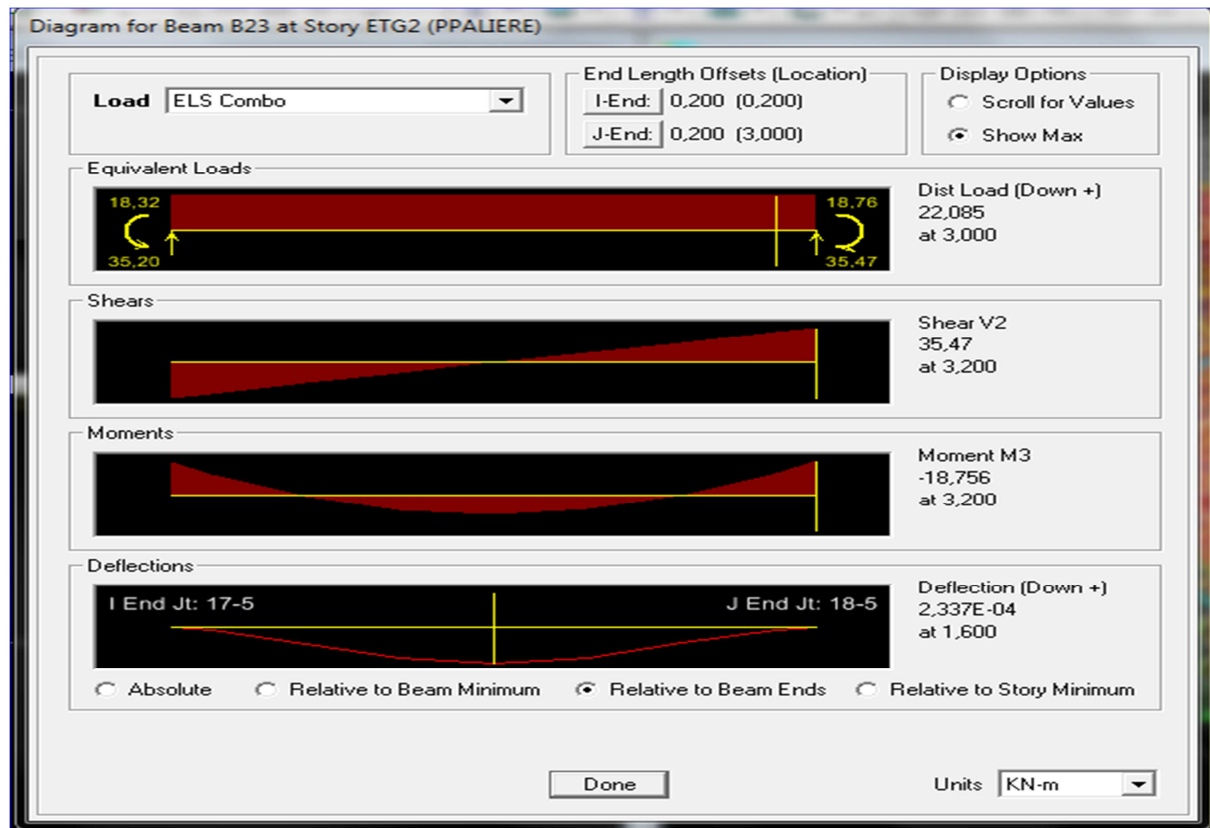
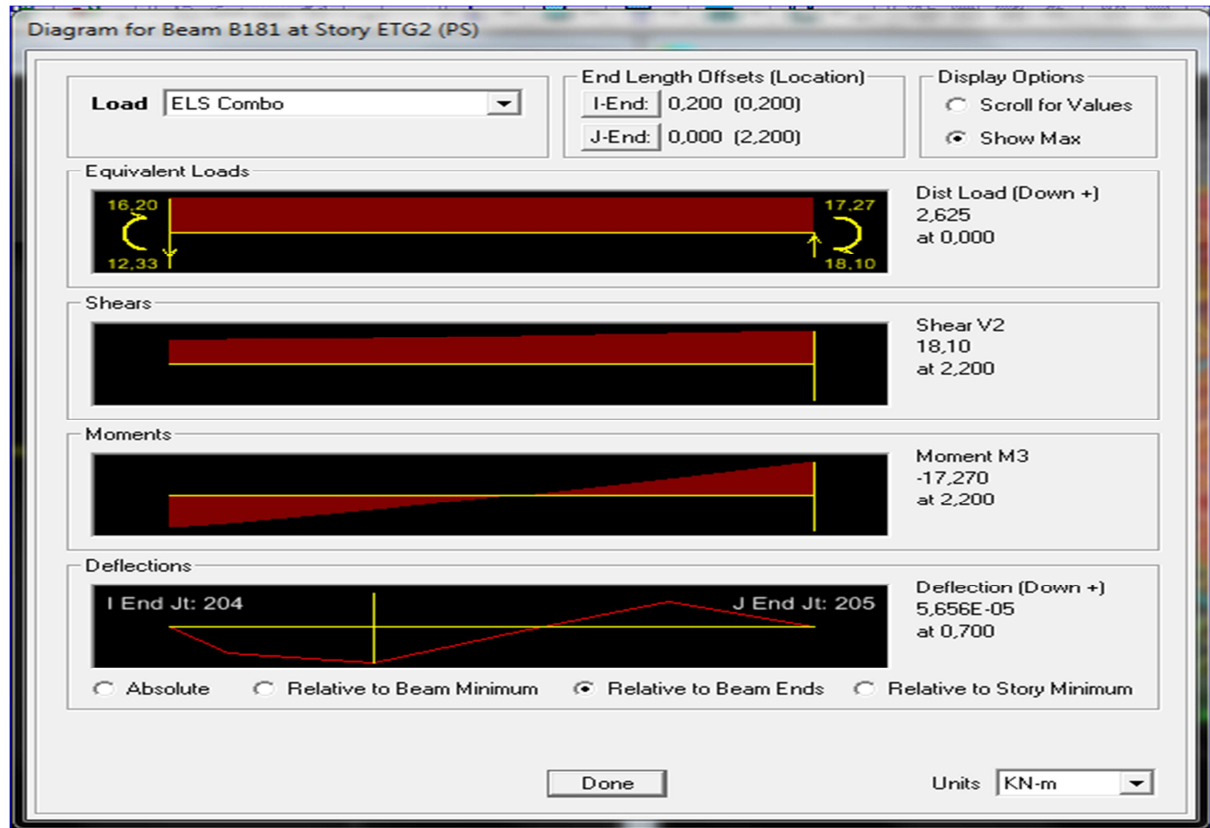
❖ Etat limite de déformation :

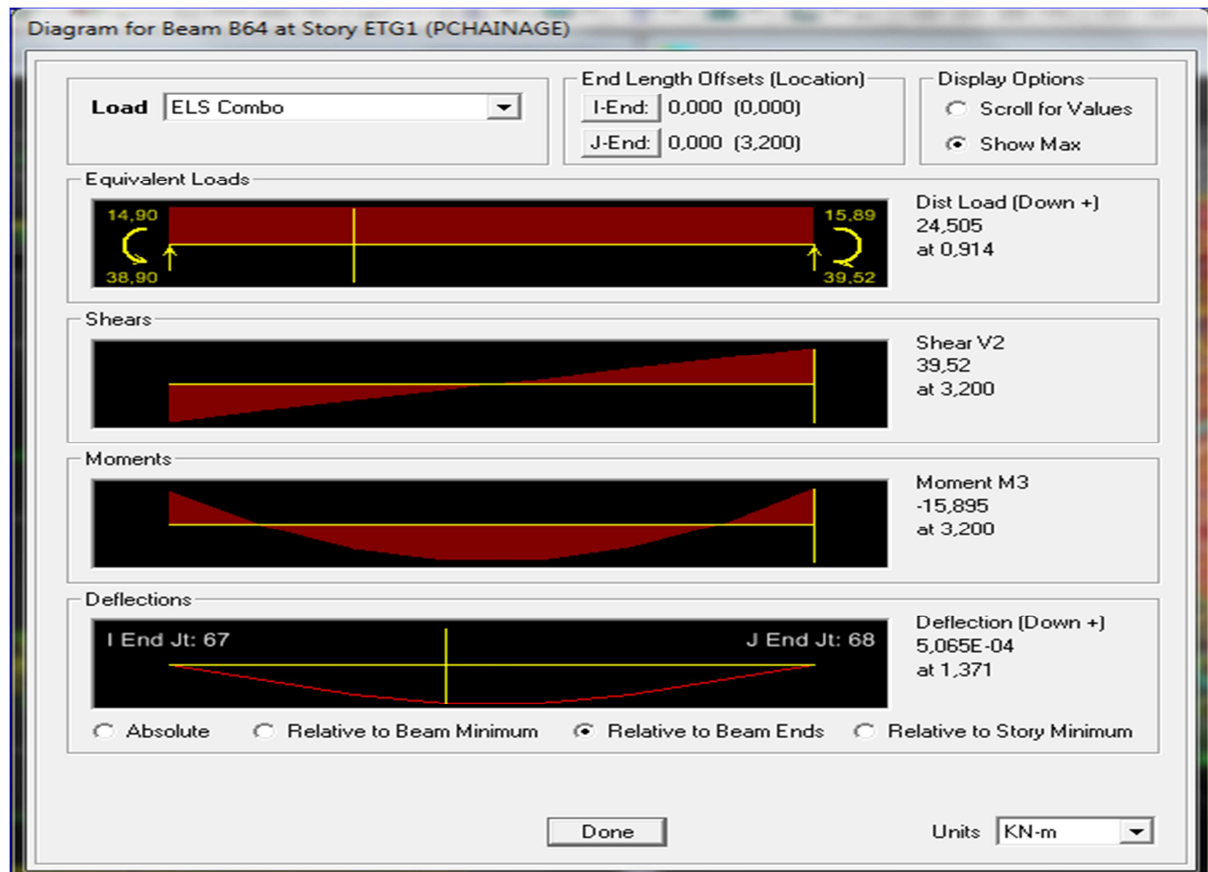
On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite f.

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} \geq f \quad \text{avec :}$$

f : la flèche tirée de l'ETABS v9.6.0







✓ **Poutres principales:**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{560}{500} = 1.12 \text{ cm} > f = -1.759 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

✓ **Poutres secondaires:**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.178 \text{ cm} > f = 5.656 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

✓ **Poutre palier:**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm} > f = 2.337 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

✓ **Poutre de chaînage:**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.178 \text{ cm} > f = 5.065 \times 10^{-4} \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VI-3) Ferraillage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales, ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone I : RDC ,1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> niveau
- Zone II : 3<sup>ème</sup> , 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> niveau
- Zone III : 6<sup>ème</sup> , 7<sup>ème</sup> niveau

### VI-3-1) Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

### VI-3-2) 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

#### ❖ Remarque :

-Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

-Le calcul se fera par bandes de longueur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h<sub>e</sub> : hauteur entre nœuds de planchers du voile considéré

L<sub>c</sub> : la longueur de la zone comprimée. L<sub>c</sub> = (σ<sub>max</sub>/σ<sub>max</sub>-σ<sub>min</sub>)xL

L<sub>t</sub> : longueur tendue  $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus.

- En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :
  - Section entièrement comprimé (SEC)
  - Section entièrement tendue (SET)
  - Section partiellement comprimé (SPC)

**VI-3-3) Détermination des armatures :**

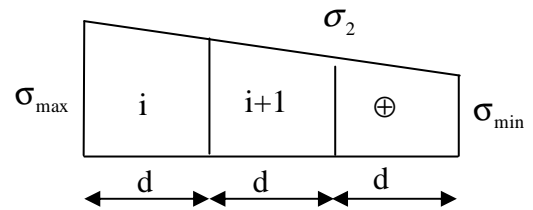
❖ **Armatures verticales :**

**-Section entièrement comprimée :**

$$\sigma_1 \quad N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile



**-Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

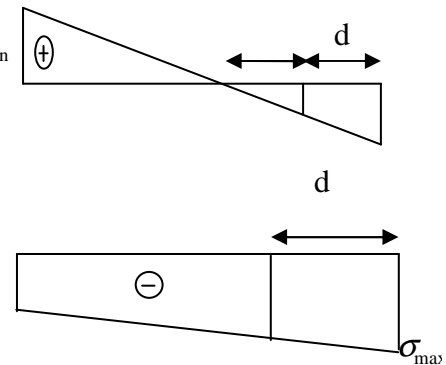
$$\sigma_{\max} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad \sigma_1 \quad \sigma_{\min}$$

**-Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$\sigma_{\min}$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \quad \sigma_1$$



*Figure VI-2 : Diagrammes des contraintes des différentes sections*

**a) Ferraillage de (SEC) :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :  $B = d \times e$   
 $f_{bc} = 14.2 \text{ MP}_a$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales :** ( Art.8.1,21/BAEL 91 modifier99)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

**b) Ferrailage de (SET) :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$$

**c) Ferrailage de (SPC) :**

- **Armatures verticales:**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales:**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$$

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10  $\Phi$ . D'après BAEL99 et RPA 2003 :

- Art.A.8.2, 4/ BAEL91modifie99:  $A_H = \frac{A_v}{4}$

- 7.7.4.1/RPA99 version 2003 :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 10% de l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent 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 (RPA 2003 Art .7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures :**

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 suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec} \quad T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

➤ **Exigences de RPA99 (version 2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %.
- En zones courantes 0.10 %.

- **Espacement :** (RPA.99/ 2003 Art 7.7.4.3)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 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 :

-  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

-  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal:**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 10% de l'épaisseur du voile.

### VI-3-3) Les vérifications :

- ❖ **Vérification à L'ELS :**

Pour ce cas: on vérifie que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_s$ : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

- ❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**D'après le (RPA99/2003.Art.7.7.2) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{e \cdot d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec : e : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le (BAEL 91/99.Art.5.1,1)**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement} \quad \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad ;$$

Pour la fissuration préjudiciable.

### VI-3-5) Exemple de calcul :

Ferrailage des voiles transversaux pleins : VT1

- **Caractéristiques géométriques :**

**Tableau VI-21 : Caractéristiques géométriques**

L(m)	E(m)	B(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )
4.15	0.25	1.037	1.48

➤ **Zones I**

**a) Sollicitations de calcul :**

On calcul les efforts ( $N_i$  et  $N_{i+1}$ ) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorable pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 6991.5 \text{ KN} \\ \sigma_{\min} = -10288.93 \text{ KN} \end{cases}$$

**b) Largeur de la zone comprimée ( $L_c$ ) et de la zone tendue ( $L_t$ ):**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{6991.5}{6991.5 + 10288.93} \times 4.15 = 1.67 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4.15 - 1.67 = 2.48 \text{ m}$$

**c) Calcul de (d) :**

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$\text{On prend : } d = L_t / 2 = 1.24 \text{ m}$$

**Détermination de (N) :**

Pour la zone tendue :

$$\sigma_1 = (L_t - d) \times \frac{\sigma_{\min}}{L} = 5144.46 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 2392.17 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 797.39 \text{ KN}$$

**d) Calcul des armatures verticales :**

$$\mathbf{1^{er} bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 2392.17 / 348 \times 10^{-1} = 68.74 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 797.39 / 348 \times 10^{-1} = 22.91 \text{ cm}^2$$

**e) Les armatures de coutures :**

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ Avec } \bar{T} = 1.4 T$$

$$A_{vj} = 1.1 \times 1.4 \times (1407.79) / 400 \times 10^{-1}$$

$$A_{vj} = 54.19 \text{ cm}^2$$

**f) Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left( 0.2 \% B, \frac{d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$= \max (16.6 \text{ cm}^2, 13.02 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 13.02 \text{ cm}^2$$

**g) Calcul des sections totales :**

$$A1 = A_{v1} + A_{vj} / 4 = 59.80 + 54.19 / 4 = 73.34 \text{ cm}^2$$

$$A2 = A_{v2} + A_{vj} / 4 = 19.93 + 54.19 / 4 = 33.47 \text{ cm}^2$$

**Ferrailage adopté : Tableau VI-22 : ferrailage adopté**

	Section total (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage adoptée	Espacement (cm)
<b>1<sup>er</sup> bande</b>	A1=73.34	2x (12HA20)	St=10
<b>2<sup>ème</sup> bande</b>	A2= 33.47	2x (9HA16)	St=15

**h) Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = (75.38 + 36.18) / 4 = 27.89 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B = 0.0015 \times 25 \times 415 = 15.56 \text{ cm}^2$

On prend :  $A_H = 27.89 \text{ cm}^2$

Soit :  $2(7\text{HA}16) = 9.23 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$  de hauteur ; avec  $S_h = 15 \text{ cm}$

**i) Armatures transversales (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003) :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.(4HA8)

**j) Les vérifications :**

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30\text{cm}\} = 30\text{cm} \quad (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

St=10cm et 15cm donc : condition vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{3486.11 \times 10^3}{1.037 \times 10^6 + 15 \times 55.78 \times 10^2} = 3.11 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 3.11 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.4(14 \times 7.79 \times 10^3) / 250 \times 0.9 \times 4150 = 2.11 \text{MPa} \leq 5 \text{MPa}$$

Avec : d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

**Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa}\right) = 2.5 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 1407.79 \times 10^3 / 250 \times 0.9 \times 4150 = 1.50 \text{MPa}$$

Avec :  $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = 1.50 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **Ferrailage des voiles VT1:**

	Zone		I	II	III	
<b>Caractéristiques</b>	L	(m)	4.15	4.15	4.15	
	E	(m)	0.25	0.25	0.25	
	B	(m <sup>2</sup> )	1.0375	1.0375	1.0375	
	I	(m <sup>4</sup> )	1.48	1.48	1.48	
<b>sollicitations</b>	N <sub>s</sub>	(KN)	3486.11	2284.38	892.47	
	T	(KN)	1407.79	1131.47	525.33	
	σ <sub>max</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	6991.5	3870.55	3452.72	
	σ <sub>min</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	-10288.93	-5322.66	-5974.44	
	Nature		SPC	SPC	SPC	
	Lc	(m)	1.67	1.74	1.51	
	Lt	(m)	2.48	2.41	2.64	
	D	(m)	1.24	1.205	1.32	
	σ <sub>1</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	5144.46	2672.37	2987.22	
	N <sub>1</sub>	(KN)	2392.175	1199.25	1478.67	
	N <sub>2</sub>	(KN)	797.391	400.85	492.89	
<b>Ferraillage</b>	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> /bande)	59.80	29.98	36.96	
	A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> /bande)	19.93	10.02	12.32	
	A <sub>min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	20.75	20.75	20.75	
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	54.19	43.56	20.22	
	A <sub>1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	73.34	40.87	42.01	
	A <sub>2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	33.47	20.91	17.37	
	choix de la section	bande1		<b>2(12HA20)</b>	<b>2(12HA16)</b>	<b>2(12HA16)</b>
		bande2		<b>2(9HA16)</b>	<b>2(9HA14)</b>	<b>2(9HA14)</b>
	Section utilisée	bande1		75.38	48.24	48.24
		bande2		36.18	27.7	27.7
	Espacement	bande1		10	10	10
		bande2		15	15	15
	Ah/nappe	(cm <sup>2</sup> )		27.89	18.21	18.21
	Ah adopté	(cm <sup>2</sup> )		28.14	18.46	18.21
	choix de la section			2(7HA16)	2(6HA14)	2(6HA14)
	Espacement	(cm)		15	15	15
Armatures transversales			4épingles HA8/m <sup>2</sup>			
<b>Vérification</b>	σ <sub>bc</sub> =15	obc	3.11	1.99	0.77	
	τ <sub>b</sub> =5MPa	τ <sub>b</sub>	2.11	1.6	0.78	
	τ <sub>u</sub> =2,5	τ <sub>u</sub>	1.50	1.21	0.	

➤ Ferraillage des voiles VT2 :

	Zone		I	II	III
	<b>Caractéristiques</b>	L	(m)	3	3
	E	(m)	0.25	0.25	0.25
	B	(m <sup>2</sup> )	0.75	0.75	0.75
	I	(m <sup>4</sup> )	0.56	0.56	0.56
<b>Sollicitations</b>	N <sub>s</sub>	(KN)	1490.63	972.72	377.16
	T	(KN)	321.64	248.31	148.61
	σ <sub>max</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	4668.23	3743.76	3957.04
	σ <sub>min</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	-8207.1	-5975.3	-5298.81
	Nature		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	1.08	1.15	1.28
	Lt	(m)	1.92	1.85	1.72
	D	(m)	0.96	0.925	0.86
	σ <sub>1</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	4103.55	3003.79	2649.4
	N <sub>1</sub>	(KN)	1477.27	1032.59	854.43
	N <sub>2</sub>	(KN)	492.42	345.43	284.81
<b>Ferraillage</b>	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> /bande)	36.93	25.81	21.36
	A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> /bande)	12.31	8.63	7.12
	A <sub>min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	15	15	15
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	12.39	9.55	5.72
	A <sub>1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	39.77	28.17	22.79
	A <sub>2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	15.15	10.99	8.55
	choix de la section	bande1	<b>2(10HA16)</b>	<b>2(10HA16)</b>	<b>2(10HA14)</b>
		bande2	<b>2(6HA14)</b>	<b>2(6HA14)</b>	<b>2(6HA12)</b>
	section utilisée	bande1	40.20	40.20	30.78
		bande2	18.46	18.46	13.56
	espacement	bande1	10	10	10
		bande2	15	15	15
	Ah/nappe	(cm <sup>2</sup> )	14.66	13.66	11.25
	Ah adopté	(cm <sup>2</sup> )	15.38	15.38	11.30
	choix de la section		2(5HA14)	2(5HA14)	2(5HA12)
	Espacement	(cm)	20	20	20
	Armatures transversales		4épingles HA8/m <sup>2</sup>		
<b>Vérification</b>	σ <sub>bc</sub> =15	σbc	1.77	1.16	0.46
	τ <sub>b</sub> =5MPa	τb	0.66	0.51	0.30
	τ <sub>u</sub> =2,5	τu	0.47	1.36	0.22

➤ Ferraillage des voiles VT3 :

	Zone		I	II	III	
<b>Caractéristiques</b>	L	(m)	1.9	1.9	1.9	
	E	(m)	0.25	0.25	0.25	
	B	(m <sup>2</sup> )	0.47	0.47	0.47	
	I	(m <sup>4</sup> )	0.14	0.14	0.14	
<b>sollicitations</b>	N <sub>s</sub>	(KN)	1431.59	930.04	406.31	
	T	(KN)	125.79	87.28	50.89	
	σ <sub>max</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	3067.20	2129.03	4039.47	
	σ <sub>min</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	-7640.95	-4964.67	-6037.24	
	Nature		SPC	SPC	SPC	
	Lc	(m)	0.54	0.57	0.76	
	Lt	(m)	1.36	1.33	1.14	
	D	(m)	0.68	0.66	0.57	
	σ <sub>1</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	3820.47	2500.99	3018.62	
	N <sub>1</sub>	(KN)	974.22	615.91	645.23	
	N <sub>2</sub>	(KN)	324.73	206.33	215.076	
<b>Ferrailage</b>	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> /bande)	24.35	15.39	16.13	
	A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> /bande)	8.11	5.15	5.37	
	A <sub>min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	9.5	9.5	9.5	
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	4.84	3.36	1.95	
	A <sub>1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	25.56	16.23	16.61	
	A <sub>2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	9.32	5.99	5.85	
	choix de la section	bande1		<b>2(7HA16)</b>	<b>2(7HA14)</b>	<b>2(7HA14)</b>
		bande2		<b>2(6HA14)</b>	<b>2(6HA12)</b>	<b>2(6HA12)</b>
	section utilisée	bande1		28.14	21.54	21.54
		bande2		18.46	13.56	13.56
	espacement	bande1		10	10	10
		bande2		10	10	10
	Ah/nappe	(cm <sup>2</sup> )		15.56	15.56	15.56
	Ah adopté	(cm <sup>2</sup> )		18.46	18.46	18.46
	choix de la section			6HA14	6HA14	6HA14
	Espacement	(cm)		15	15	15
Armatures transversales			4épingles HA8/m <sup>2</sup>			
<b>Vérification</b>	σ <sub>bc</sub> =15	σbc	2.67	1.80	0.79	
	τ <sub>b</sub> =5MPa	τb	0.41	0.28	0.16	
	τ <sub>u</sub> =2,5	τu	0.29	0.20	0.12	

➤ Ferrailage des voiles VT4 :

	Zone		I	II	III	
<b>Caractéristiques</b>	L	(m)	1.25	1.25	1.25	
	E	(m)	0.2	0.2	0.2	
	B	(m <sup>2</sup> )	0.25	0.25	0.25	
	I	(m <sup>4</sup> )	0.0325	0.0325	0.0325	
<b>sollicitations</b>	N <sub>s</sub>	(KN)	228.88	136.96	70.77	
	T	(KN)	81.73	33.98	22.87	
	σ <sub>max</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	6484.69	895.71	780.14	
	σ <sub>min</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	-8230.1	-1997.85	-1241.08	
	Nature		SPC	SPC	SPC	
	Lc	(m)	0.55	0.38	0.48	
	Lt	(m)	0.69	0.86	0.76	
	D	(m)	0.345	0.43	0.38	
	σ <sub>1</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	4115.05	998.92	626.68	
	N <sub>1</sub>	(KN)	425.9	128.86	70.97	
	N <sub>2</sub>	(KN)	141.96	42.95	23.81	
<b>Ferrailage</b>	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> /bande)	10.64	3.22	1.50	
	A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> /bande)	3.54	1.07	0.27	
	A <sub>min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	5	5	5	
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	3.14	1.2	4.17	
	A <sub>1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	11.42	3.54	1.27	
	A <sub>2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	4.32	1.39	1.18	
	choix de la section	bande1		<b>2(4HA14)</b>	<b>2(4HA14)</b>	<b>2(4HA14)</b>
		bande2		<b>2(4HA12)</b>	<b>2(4HA12)</b>	<b>2(4HA12)</b>
	section utilisée	bande1		12.8	12.8	12.8
		bande2		9.04	9.04	9.04
	espacement	bande1		10	10	10
		bande2		10	10	10
	Ah/nappe	(cm <sup>2</sup> )		5.33	5.33	5.33
	Ah adopté	(cm <sup>2</sup> )		11.24	11.24	11.24
	choix de la section			2(5HA12)	2(5HA12)	2(5HA12)
	Espacement	(cm)		20	20	20
Armatures transversales			4épingles HA8/m <sup>2</sup>			
<b>Vérification</b>	σ <sub>bc</sub> =15	σbc	0.81	0.48	0.25	
	τb=5MPa	τb	0.50	0.21	0.14	
	τu=2,5	τu	0.36	0.15	0.10	

➤ Ferraillage des voiles VL1 :

	Zone		I	II	III	
<b>Caractéristiques</b>	L	(m)	1.20	1.20	1.20	
	E	(m)	0.2	0.2	0.2	
	B	(m <sup>2</sup> )	0.24	0.24	0.24	
	I	(m <sup>4</sup> )	0.0288	0.0288	0.0288	
<b>sollicitations</b>	N <sub>s</sub>	(KN)	132.73	131.54	68.04	
	T	(KN)	197.25	74.62	57.28	
	σ <sub>max</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	4766.41	619.89	531.23	
	σ <sub>min</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	-6299.32	-1502.81	-968.18	
	Nature		SPC	SPC	SPC	
	Lc	(m)	0.51	0.35	0.42	
	Lt	(m)	0.69	0.84	0.78	
	D	(m)	0.345	0.42	0.39	
	σ <sub>1</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	3149.66	751.405	484.09	
	N <sub>1</sub>	(KN)	325.98	94.67	56.63	
	N <sub>2</sub>	(KN)	108.66	31.56	18.87	
	<b>Ferraillage</b>	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> /bande)	8.14	2.36	1.41
A <sub>v2</sub>		(cm <sup>2</sup> /bande)	2.71	0.78	0.47	
A <sub>min</sub>		(cm <sup>2</sup> )	4.8	4.8	4.8	
A <sub>vj</sub>		(cm <sup>2</sup> )	7.59	2.87	2.20	
A <sub>1</sub>		(cm <sup>2</sup> )	10.03	3.07	1.96	
A <sub>2</sub>		(cm <sup>2</sup> )	4.60	1.49	1.02	
choix de la section		bande1		<b>2(4HA14)</b>	<b>2(4HA14)</b>	<b>2(4HA14)</b>
		bande2		<b>2(4HA12)</b>	<b>2(4HA12)</b>	<b>2(4HA12)</b>
Section utilisée		bande1		12.8	12.8	12.8
		bande2		9.04	9.04	9.04
Espacement		bande1		10	10	10
		bande2		10	10	10
Ah/nappe		(cm <sup>2</sup> )		5.33	5.33	5.33
Ah adopté		(cm <sup>2</sup> )		11.24	11.24	11.24
choix de la section				2(5HA12)	2(5HA12)	2(5HA12)
Espacement		(cm)		20	20	20
Armatures transversales			4épingles HA8/m <sup>2</sup>			
<b>Vérification</b>	σ <sub>bc</sub> =15	σbc	0.48	0.48	0.25	
	τ <sub>b</sub> =5MPa	τb	1.27	0.48	0.37	
	τ <sub>u</sub> =2,5	τu	0.91	0.34	0.26	

➤ Ferrailage des voiles VL2 :

	Zone		I	II	III	
<b>Caractéristiques</b>	L	(m)	1.60	1.60	1.60	
	e	(m)	0.25	0.25	0.25	
	B	(m <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	
	I	(m <sup>4</sup> )	0.0853	0.0853	0.0853	
<b>sollicitations</b>	N <sub>s</sub>	(KN)	795.72	519.78	196.98	
	T	(KN)	313.37	221.43	117.28	
	σ <sub>max</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	11887.67	3526.73	2991.54	
	σ <sub>min</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	-14757.32	-5265.01	-4922.48	
	Nature		SPC	SPC	SPC	
	Lc	(m)	0.71	0.64	0.6	
	Lt	(m)	0.88	0.95	1.00	
	d	(m)	0.44	0.47	0.5	
	σ <sub>1</sub>	(KN/m <sup>2</sup> )	7378.66	2604.79	2461.24	
	N <sub>1</sub>	(KN)	1217.47	462.35	461.48	
	N <sub>2</sub>	(KN)	405.82	153.03	153.82	
<b>Ferrailage</b>	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> /bande)	30.43	11.55	11.53	
	A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> /bande)	10.14	3.82	3.84	
	A <sub>min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	8	8	8	
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	12.06	8.52	4.51	
	A <sub>1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	33.44	13.68	12.65	
	A <sub>2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	13.15	5.95	4.96	
	choix de la section	bande1		<b>2(6HA20)</b>	<b>2(6HA16)</b>	<b>2(6HA16)</b>
		bande2		<b>2(4HA16)</b>	<b>2(4HA14)</b>	<b>2(4HA14)</b>
	section utilisée	bande1		37.68	24.12	24.12
		bande2		16.08	12.3	12.3
	espacement	bande1		10	10	10
		bande2		10	10	10
	Ah/nappe	(cm <sup>2</sup> )	6	7.09	7.09	
	Ah adopté	(cm <sup>2</sup> )	7.84	11.24	11.24	
	choix de la section			2(5HA10)	2(5HA12)	2(5HA12)
Espacement	(cm)		20	20	20	
Armatures transversales			4épingles HA8/m <sup>2</sup>			
<b>Vérification</b>	σ <sub>bc</sub> =15	σ <sub>bc</sub>	1.65	0.48	0.25	
	τ <sub>b</sub> =5MPa	τ <sub>b</sub>	1.21	0.48	0.37	
	τ <sub>u</sub> =2,5	τ <sub>u</sub>	0.87	0.34	0.26	

# Chapitre VII

## Etude de l'infrastructure

**VII .1. Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

**a) Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radier).

**b) Fondations profondes**

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol assez profond (pieux, puits).

**VII.2. Étude 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 sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2.0$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VII.3. Choix du type de fondation**

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

**VII.4. Pré-dimensionnement des semelles :****VII.4.1. semelle isolé :**

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Avec : N : l'effort normal agissant sur la semelle a l'ELS

S: Surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Dans notre cas  $\left\{ \begin{array}{l} N_s = 985.59 \\ \overline{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPA} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{985.59}{200}} = 2.21m$$

$$B = A = 3m$$

On a la section des semelles sous poteau totale est :  $S = n \times B^2 = 24 \times 3^2 = 216 \text{ m}^2$

n : nombre des poteaux

La section totale à la base est :  $S_t = 16.6 \times 18.6 = 308.76 \text{ m}^2$

$$S_t = 216 \text{ m}^2 > 50 \% S_{bat} = 154.38 \text{ m}^2$$

Remarque : On remarque que la surface occupé par les semelles sous poteaux dépasse 50% de la surface totale du bâtiment ,ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

**VII.4.2.Semelle filante :****VII.4.2.1.Pré-dimensionnement des semelles filantes sous les voile :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable. Avec :  $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B.L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec :  $N_s = G + Q$ .

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

➤ Sens longitudinal :

VOILE	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m <sup>2</sup> ]
VL1	709.42	1.60	2.21	3.536
VL2	62.59	1.20	0.26	0.312
<b>SOMME</b>				3.848

➤ Sens transversal :

VOILE	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m <sup>2</sup> ]
VT1	683.59	4.15	0.28	1.162
VT2	800.35	3.00	1.33	3.99
VT3	709.42	1.90	1.86	3.534
VT4	62.59	1.25	0.25	0.3125
<b>SOMME</b>				8.99

$$S_v = \sum S_i = 8.99 + 3.848 = 12.838 \text{ m}^2$$

Avec :  $S_v$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

**VII.4.2.2. Pré-dimensionnement des semelles filantes sous poteaux:**

La charge totale transmise par les poteaux est  $R = \sum N_i$

Avec : R : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte  $\sigma_{sol}$ .

$\sum N_i$  : charges verticales totales à la base de la fondation (charge permanente et d'exploitation).

**Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous poteaux**

Poteaux	Ns (KN)	Minf (KN.m)	ei (cm)	N×ei (KN.m)
1	668.498	0.911	0.13	86.9
2	1203.449	3.058	0.25	300.86
3	1239.406	-1.679	0.13	161.12
4	737.727	-7.192	0.97	715.59
	Σ=3849.08	Σ=-4.9		Σ=1264.47

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

Coordonnées de la résultante des forces:

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{1264.47 + (-4.9)}{3849.08} = 0.32m$$

- **Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitation de la semelle :**

$$e = 0.32m < \frac{L}{6} = \frac{16.6}{6} = 2.76m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3849.08}{16.6} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.32)}{16.6}\right) = 258.69 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3849.08}{16.6} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.32)}{16.6}\right) = 205.053 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3849.08}{16.6} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.32)}{16.6}\right) = 245.28 \text{ KN/m}^2$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{475.89}{250} = 1.9m$$

On prend B = 2m

On aura donc, S = B×L = 3×16.6 = 49.8m<sup>2</sup>

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : S<sub>t</sub> = S×n + S<sub>v</sub>

Avec : S<sub>t</sub> = 49.8×4 + 12.838 = 212.038m<sup>2</sup>

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{\text{Bat}}=308.76$$

La surface totale de la structure donc :

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{212.03}{308.76} = 68.67\% > 50\%$$

La surface totale des semelles représente 90 % de la surface du bâtiment.

**Conclusion :** Vu que les semelles occupent plus de 90 % de la surface du sol d'assise, on adopte un radier général comme fondation de notre bâtiment.

### VII.5. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

#### VII.5.1. Pré-dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

b) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles

$$\text{- Sous voile : } \frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$$L_{\text{max}} = 5.60 \text{ m} \quad 70\text{cm} \leq h \leq 112\text{cm}$$

$$\text{On prend : } h = 100\text{cm}$$

- Dalle

Sous poteau, la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{560}{20} = 28 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_d = 40 \text{ cm}$$

- **La nervure ( poutre ) :**

$$h \geq \frac{560}{10} = 56 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_n = 90 \text{ cm}$$

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$36 \leq b_n \leq 63 \quad \text{on prend : } b_n = 50 \text{ cm}$$

### c) Vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec,  $L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nus des nervures successives.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.15\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.08 \text{ m} \quad \text{Soit : } h = 110 \text{ cm}$$

## VII.5.2. Calcul de la surface du radier

### a) Combinaison d'actions

Charge permanente  $G = 33796.43$  KN

Charge d'exploitation  $Q = 5452.06$  KN

A l'ELU :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 53803.27$  KN

A L'ELS:  $N_s = G + Q = 39248.49$  KN

**b) Détermination de la surface nécessaire du radier**

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{53803.27}{1.33 \times 200} = 202.26 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{39248.49}{200} = 196.24 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 202.26 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{bat}} = 16.6 \times 18.6 = 308.76 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{radier}} = 308.76 \text{ m}^2$$

**Remarque :** On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{déb}} = (16.6 + 18.6) \times 2 \times 0.6 = 42.24 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc on aura une surface totale du radier : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 308.76 + 42.24 = 351 \text{ m}^2$$

**VII.5.3. Détermination des efforts à la base du radier :****a) Charge permanente**

- **Poids du radier :**

$P_{\text{rad}} =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- **Poids de la dalle**

$$\text{Poids du dalle} = S_{\text{rad}} \times h_{\text{d}} \times \rho = 351 \times 0.4 \times 25 = 3510 \text{ KN.}$$

- **Poids des nervures**

$$P_{\text{ner}} = b n (h_n - h_d) \times \Sigma(L_x.n + L_y.m) \times \rho_b$$

$$P_{\text{ner}} = 0.5(1.1 - 0.4) \times (16.6 \times 4 + 18.6 \times 4) \times 25 = 1557.5 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b n \Sigma(L_x.n + L_y.m) = 0.5(18.6 \times 6 + 16.6 \times 4) = 89 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (351 - 89) \cdot (1.1 - 0.4) \cdot 17 = 3117.8 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (351 - 89) \cdot 0.07 \times 25 = 458.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = \Sigma P + 8643.8 \text{ KN}$$

**b) Charge d'exploitation**

$$Q_b = 5452.06 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{rad}} = 4 \times 351 = 1404 \text{ KN}$$

**c) Charge permanente apportée sur le radier  $G_T$ :**

$$G_T = 42440.23 \text{ KN}$$

$$Q_T = 6856.06 \text{ KN}$$

**d) Combinaison d'actions :**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 42440.23 + 1.5 \times 6856.06 = 67578.4 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 42440.23 + 6856.06 = 49296.29 \text{ KN}$$

**VII.5.4. Vérifications :**
**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{67578.4 \times 1}{351} \times \frac{5.6}{2} = 539.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{539.08}{1 \times 360} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dus au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure,

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure,

$h$  : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

**ELU :**  $\sigma_m \leq 1.33 \cdot \sigma_{sol}$

**ELS :**  $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad , 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Avec : 
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

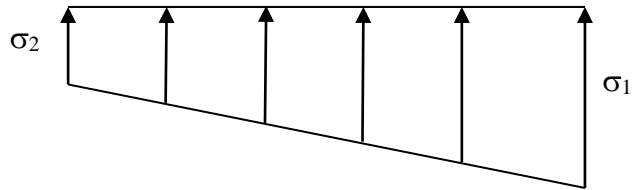


Figure VII.1 : Diagramme des contraintes

**Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9.825 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.825 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 9003.58 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 11159.66 \text{ m}^4.$$

**Calcul des moments :**

$$M_x = 50653.146 + (2850.57 \times 1.1) = 53788.77 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 72692.802 + (4007.85 \times 1.1) = 77101.43 \text{ KN.m}$$

**➤ Sens longitudinal :**

**A l'ELU:**  $M_x = 53788.77 \text{ KN.m}$ ,  $N_u = 67578.40 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{67578.4}{351} + \frac{53788.77}{11159.66} \times 9.825 = 239.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{67578.4}{351} - \frac{53788.77}{11159.66} \times 9.825 = 145.17 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 239.88) + 145.17}{4} = 216.20 \text{ KN/m}^2 ; 1.33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 216.2 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS:**  $M_x = 53788.77 \text{ KN.m}$ ,  $N_s = 49296.29 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{49296.29}{351} + \frac{53788.77}{11159.66} \times 9.825 = 187.80 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{49296.29}{351} - \frac{53788.77}{11159.66} \times 9.825 = 93.08 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 187.8) + 93.08}{4} = 164.12 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 164.12 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Sens transversal :**

**A l'ELU:**  $M_y = 77101.43 \text{ KN.m}$ ,  $N_u = 4007.85 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{4007.85}{351} + \frac{77101.43}{9003.58} \times 8.825 = 268.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{4007.85}{351} - \frac{77101.43}{9003.58} \times 8.825 = 116.95 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 268.1) + 116.95}{4} = 230.31 \text{ KN/m}^2 ; 1.33 \cdot \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 230.31 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \cdot \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**APELS :**  $M_y = 77101.43 \text{ KN.m}$ ,  $N_s = 49296.29 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{49296.29}{351} + \frac{77101.43}{9003.58} \times 8.825 = 216.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{49296.29}{351} - \frac{77101.43}{9003.58} \times 8.825 = 64.87 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 216.01) + 64.87}{4} = 178.22 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 178.22 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### c) Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq P' = \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1.5 \times 10 \times 1.1 \times 351 = 5791.5 \text{ KN}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$ ,

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ ),

Z : profondeur de l'infrastructure ( $h = 1,1 \text{ m}$ ),

$$P = G_{superstructure} + G_{infrastructure} = 42440.23 \text{ KN}$$

$$P = 42440.23 \text{ KN} > 5791.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

### d) Vérification au poinçonnement Art Art A.5.2.42 BAEL91 modifiées 99) :

Aucun calcul ne serait exigé si la condition suivante était vérifiée :

$$N_u' \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $N_u'$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du poteau ou du voile.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

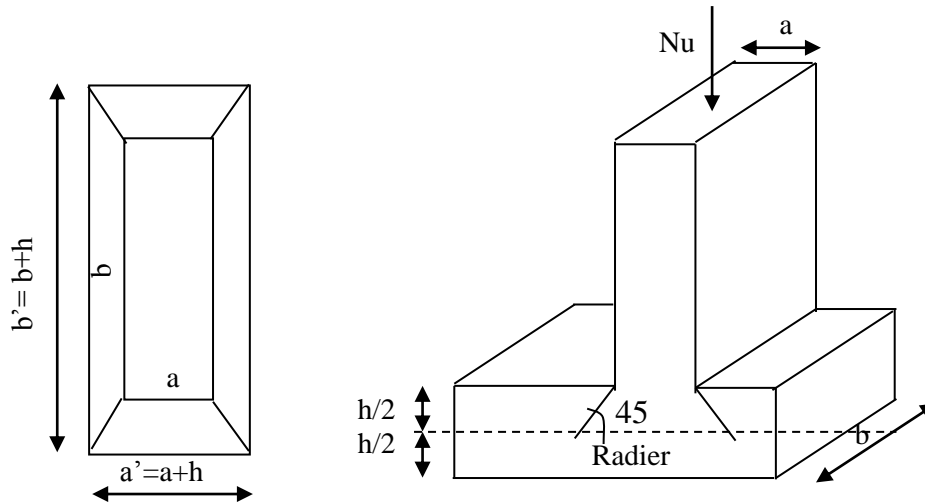


Figure VII.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

**a/ Vérification pour les poteaux : (Poteau le plus sollicité)**

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 1.1) \times 2 = 6.2\text{m}$$

$$N_u' = \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 6.20 \times 1.1 \times 25000}{1.5} = 5115\text{KN}$$

$$N_u = 1046.007 \text{ KN} < N_u' = 6533.33 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b/ Vérification pour les voiles : (Voile le plus sollicité).**

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.25 + 4.15 + 2 \times 1.1) \times 2 = 13.2\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 13.2 \times 1.1 \times 25000}{1.5} = 10890\text{KN}$$

$$N_u = 552.347\text{KN} < N_u' = 10890\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Vérification de la stabilité au renversement : (Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003)**

Quel que soit le type de fondation, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismique reste à l'intérieur de la moitié centrale de la

base des éléments de fondation résistant au renversement  $= \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{53788.77}{49296.29} = 1.09\text{m} < \frac{19.65}{4} = 4.91\text{m} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{77101.43}{49296.29} = 1.56\text{m} < \frac{17.65}{4} = 4.41\text{m} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

### VII.5.5. Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91.

#### VII.5.5.1. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

- **1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4$  → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

- **2<sup>eme</sup> Cas :** Si  $0,4 < \alpha \leq 1$  → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

**Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### -Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.90}{5.60} = 0.69$$

$0,4 < \alpha \leq 1$  → La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (230.31 - \frac{8643.8}{351}) \times 1\text{m} = 205.68\text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (178.22 - \frac{8643.8}{351}) \times 1\text{m} = 153.59\text{KN/ml.}$$

### -Calcul à l'ELU :

1-Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :

$$v=0 ; \rho = 0.69 \rightarrow \mu_x = 0.0695$$

$$\mu_y = 0.422$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0695 \times 205.68 \times 3.9^2 = 217.42\text{KN.m} \\ M_y = 0.422 \times 217.42 = 91.75\text{KNm} \end{cases}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée.

### 1-Ferraillage dans le sens x-x :

#### Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0.5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0.5) \times 217.42$$

$$M_{ua} = -108.71\text{KNm}$$

#### Moments en travée

$$M_{ut} = (0.75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0.75) \times 217.42$$

$$M_{ut} = 163.06\text{KN.m}$$

#### ➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{108.71 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = 0.059 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.059 \rightarrow \beta_u = 0.970$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{108.71 \times 10^3}{0.970 \times 36 \times 348} = 8.94\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 8.94\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 9HA12/ml = 10.18 cm<sup>2</sup>/ml . St = 10cm

#### ➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{163.06 \times 10^3}{1000 \times 36^2 \times 14.2} = 0.088 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.088 \rightarrow \beta_u = 0.954$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{163.06 \times 10^3}{0.954 \times 36 \times 348} = 13.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 13.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 9 \text{ HA14/ml} = 13.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 10 \text{ cm}$$

## 2-Ferraillage dans le sens y-y :

### Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0.5) \cdot M_{u \text{ max}}$$

$$M_{ua} = (-0.5) \times 91.75$$

$$M_{ua} = -45.87 \text{ KNm}$$

### Moments en travée

$$M_{ut} = (0.75) \cdot M_{u \text{ max}}$$

$$M_{ut} = (0.75) \times 91.75$$

$$M_{ut} = 68.81 \text{ KN.m}$$

### ➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45.87 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.024 \rightarrow \beta_u = 0.988$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{45.87 \times 10^3}{0.988 \times 36 \times 348} = 3.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 3.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA12/ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 20 \text{ cm}$$

### ➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{68.81 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.037 \rightarrow \beta_u = 0.982$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{68.81 \times 10^3}{0.982 \times 36 \times 348} = 5.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$At = 5.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA14/ml} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 20 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'E.L.U :**a) **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec : } A_{\min} = \omega_o \cdot b \cdot h \cdot \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$\omega_o = 0,8 \text{ ‰ pour les HA}$$

$$A_{\min} = \omega_o \cdot b \cdot h \cdot \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \left( \frac{3 - 0.69}{2} \right) = 3.69 \text{ cm}^2.$$

➤ **Aux appuis :**

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 10.18 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 13.85 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

➤ **En travée :**

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 5.65 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 7.69 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

b) **Vérification des espacements :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans le sens x-x :**

$$St \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (3.40 ; 33) = 33\text{cm}$$

$$St = 10\text{cm} < 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

✓ **Dans le sens y-y :**

$$St \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (4.40 ; 45) = 45\text{cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

c) **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } p = q_{\text{um}} \cdot l_x \cdot l_y = 205.68 \times 3.9 \times 5.6 = 4492.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sens x-x : } Vu = \frac{P}{3 l_y} = \frac{4492.05}{3 \times 5.6} = 267.38 \text{ KN}$$

Sens y-y :  $V_u = \frac{P}{2ly+lx} = \frac{4492.05}{3 \times 5.6 + 3.9} = 297.48 \text{ KN}$

AN :

$\tau_u = \frac{297.48}{1 \times 0.36} = 0.826 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$

❖ Calcul et vérification à l'E.L.S :

1. Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  :

$\rho = 0.69 \quad / \quad v = 0.2$

On a:  $\mu_x = 0.0754$

$\mu_y = 0.574$

On aura donc :  $\begin{cases} M_x = 0.0754 \times 153.59 \times 3.9^2 = 176.14 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.57 \times 176.14 = 101.104 \text{ KNm} \end{cases}$

Sens x-x :

**Moments aux appuis**

$M_{sa} = (-0.5) \cdot M_{s \max}$

$M_{sa} = (-0.5) \times 176.14$

$M_{sa} = -88.07 \text{ KN.m}$

**Moments en travée**

$M_{st} = (0.75) \cdot M_{s \max}$

$M_{st} = (0.75) \times 176.14$

$M_{st} = 132.105 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

**Moments aux appuis**

$M_{sa} = (-0.5) \cdot M_{s \max}$

$M_{sa} = (-0.5) \times 101.104$

$M_{sa} = -50.552 \text{ KN.m}$

**Moments en travée**

$M_{st} = (0.75) \cdot M_{s \max}$

$M_{st} = (0.75) \times 101.104$

$M_{st} = 75.82 \text{ KN.m}$

❖ Vérification à l'ELS

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 13.85}{100 \times 36} = 0.384$

$\beta_1 = 0.904$

$k_1 = 37.08$

$K = 1/k_1 = 0.0269$

$\sigma_s = \frac{132.105 \times 10^{-3}}{0.904 \times 0.36 \times 13.85 \times 10^{-4}} = 293.08 \text{ MPA}$

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 7.88 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$

b) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$\sigma_{st} = 293.08 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$

### VII.5.5.2 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 70\text{cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

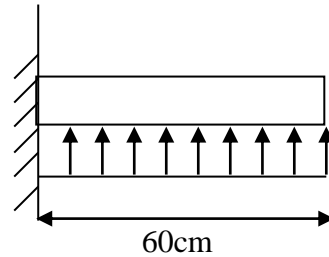


Figure VII.3 : Schéma statique du débord

#### ❖ Sollicitation de calcul :

A l'ELU :  $P_u = q_u = 205.62\text{KN/ml}$ .

$$M_u = \frac{-P_u \cdot L^2}{2} = \frac{-205.62 \times 0.6^2}{2} = -43.44\text{KN.m}$$

A l'ELS :  $P_s = 153.59\text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot L^2}{2} = \frac{-153.59 \times 0.6^2}{2} = -32.44\text{KN.m}$$

#### ❖ Calcul des armatures :

$b = 1\text{ m}$  ;  $d = 36\text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2\text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{43.44 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = 0.020 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.020 \rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{43.44 \times 10^3}{0.990 \times 36 \times 348} = 3.5\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_U = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52\text{cm}^2/\text{ml}$

$St = 25\text{cm}$

#### ❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_r = 4\text{ HA}10/\text{ml} = 3.14\text{ cm}^2/\text{ml}$

$St = 25\text{cm}$

❖ Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 36 \times 2.1}{400} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.34 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\rho l = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 36} = 0.125$$

$$\beta l = 0.942$$

$$k_1 = 71.21$$

$$K = 1/k_1 = 0.014$$

$$\sigma_s = \frac{32.44 \times 10^{-3}}{0.942 \times 0.36 \times 4.52 \times 10^{-4}} = 211.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 2.96 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

b) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 211.63 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

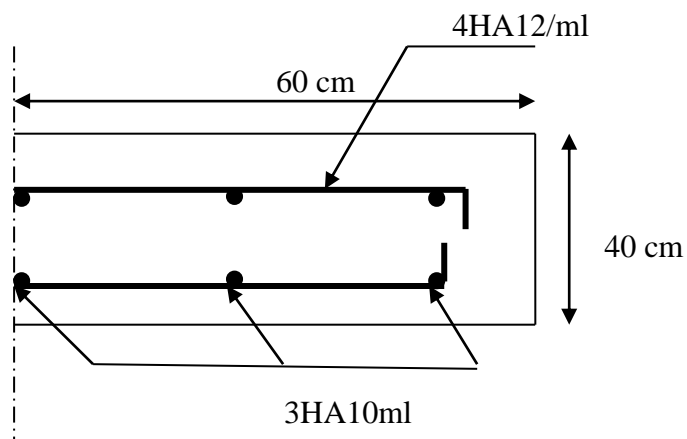


Figure VII.4 : Plan de ferrailage de débord

**VII.5.5.3. Ferrailage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (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 repart et le calcul devient classique

**a.1) Charge trapézoïdale :**

Moment fléchissant :

$$l_m = l_x (0.5 - \rho^2/6)$$

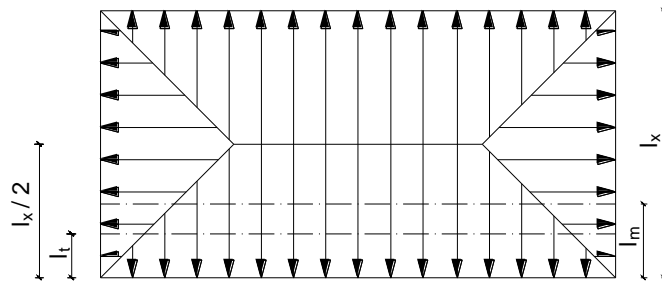
Effort tranchant :

$$l_t = l_x (0.5 - \rho^2/4)$$

**a.2) Charge triangulaire :**

$$l_m = 0,333 l_x$$

$$l_t = 0,25 l_x$$



**b) Charges à considérer**

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_m \\ Q_s &= q_s \times l_m \end{aligned} \right\} \text{ pour les moments fléchissants}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_t \\ Q_s &= q_s \times l_t \end{aligned} \right\} \text{ pour les efforts tranchants}$$

➤ **Détermination des charges**

**ELU**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = \left( 230.31 - \frac{8643.8}{351} - \frac{1557.5}{89} \right) = 223.18 \text{ KN/m}^2$$

**ELS**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = \left( 178.22 - \frac{8643.8}{351} - \frac{1557.5}{89} \right) = 171.09 \text{ KN/m}^2$$

Sens longitudinale :

Tableau VII.2 : Charge revenant à la plus sollicitée (sens longitudinale).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travé	panneau	lx	Ly	ρ	chargement	lm	lt	qu	Qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A .B	1	3.9	5.5	0.69	triangulaire	1.29	0.97	223.18	171.09	287.90	575.8	220.70	441.4	216.48	432.96	165.95	331.9
	2	3.9	5.6	0.70	triangulaire	1.29	0.97	223.18	171.09	287.90		220.70		216.48		165.95	
B C	1	3.8	5.5	0.69	triangulaire	1.26	0.95	223.18	171.09	281.20	562.4	215.57	431.14	212.02	424.04	162.53	325.06
	2	3.8	5.6	0.67	triangulaire	1.26	0.95	223.18	171.09	281.20		215.57		212.02		162.53	
C D	1	3.2	5.5	0.58	triangulaire	1.06	0.8	223.18	171.09	236.57	473.14	181.35	362.7	178.54	357.08	136.87	273.74
	2	3.2	5.6	0.58	triangulaire	1.06	0.8	223.18	171.09	236.57		181.35		178.54		136.87	
D E	1	3.8	5.5	0.69	triangulaire	1.26	0.95	223.18	171.09	281.20	562.4	215.57	431.14	212.02	424.04	162.53	325.06
	2	3.8	5.6	0.67	triangulaire	1.26	0.95	223.18	171.09	281.20		215.57		212.02		162.53	
E F	1	3.9	5.5	0.69	triangulaire	1.29	0.97	223.18	171.09	287.90	575.8	220.70	441.4	216.48	432.96	165.95	331.9
	2	3.9	5.6	0.70	trapézoïdale	1.29	0.97	223.18	171.09	287.90		220.70		216.48		165.95	

Sens transversal :

Tableau VII.3 : Charge revenant à la plus sollicitée sens transversal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travé	panneau	lx	ly	$\rho$	chargement	lm	lt	qu	Qs	Qu	$\Sigma$ Qu	Qs	$\Sigma$ Qs	Qu	$\Sigma$ Qu	Qs	$\Sigma$ Qs
1 2	1	3.9	5.5	0.70	trapézoïdale	1.63	1.47	223.18	171.09	363.78	718.63	278.87	550.9	328.07	649.44	251.5	497.86
	2	3.8	5.5	0.69	trapézoïdale	1.59	1.44	223.18	171.09	354.85		272.03		321.37		246.36	
2 3	1	3.9	5.6	0.69	trapézoïdale	1.64	1.48	223.18	171.09	366.01	725.32	280.58	555.9	330.3	658.37	253.21	504.71
	2	3.8	5.6	0.67	trapézoïdale	1.61	1.47	223.18	171.09	359.31		275.45		328.07		251.5	
3 4	1	3.9	5.5	0.70	trapézoïdale	1.63	1.47	223.18	171.09	363.78	718.63	278.87	550.9	328.07	649.44	251.5	497.86
	2	3.8	5.5	0.69	trapézoïdale	1.59	1.44	223.18	171.09	354.85		272.03		321.37		246.36	

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

➤ Sens transversal :

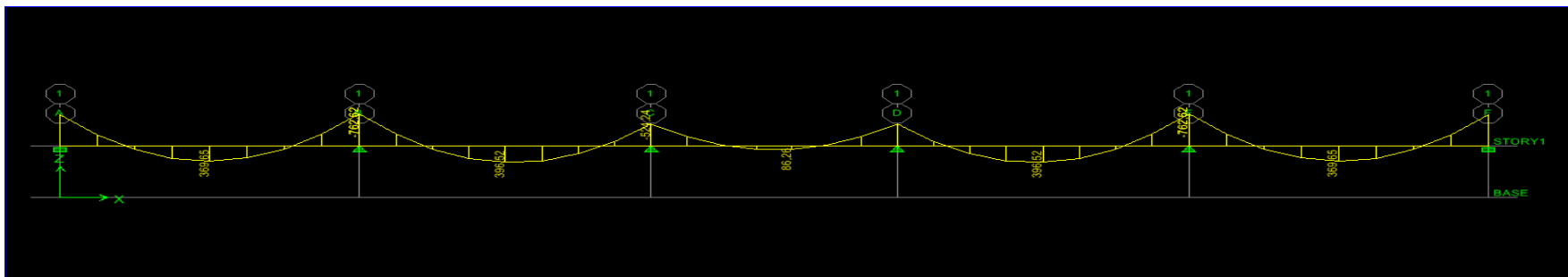


Figure VII.5. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

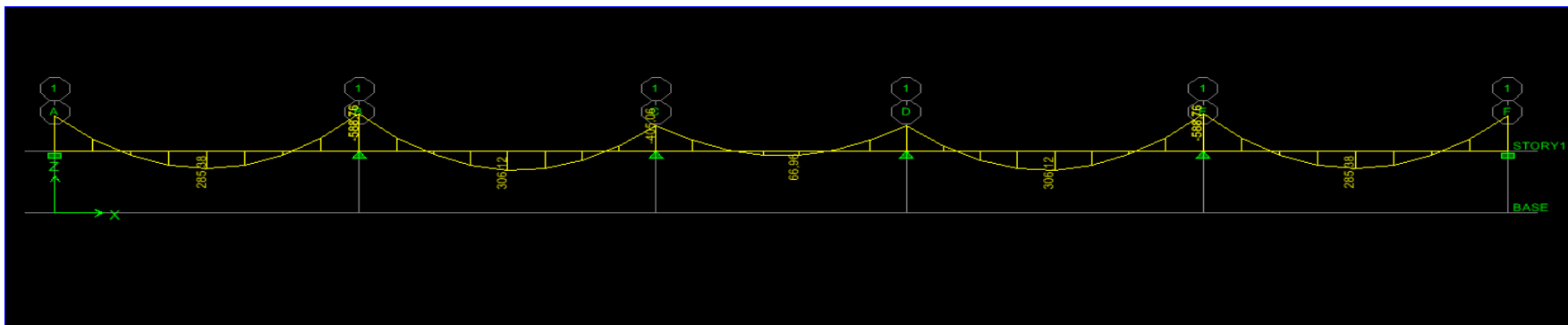


Figure VII.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

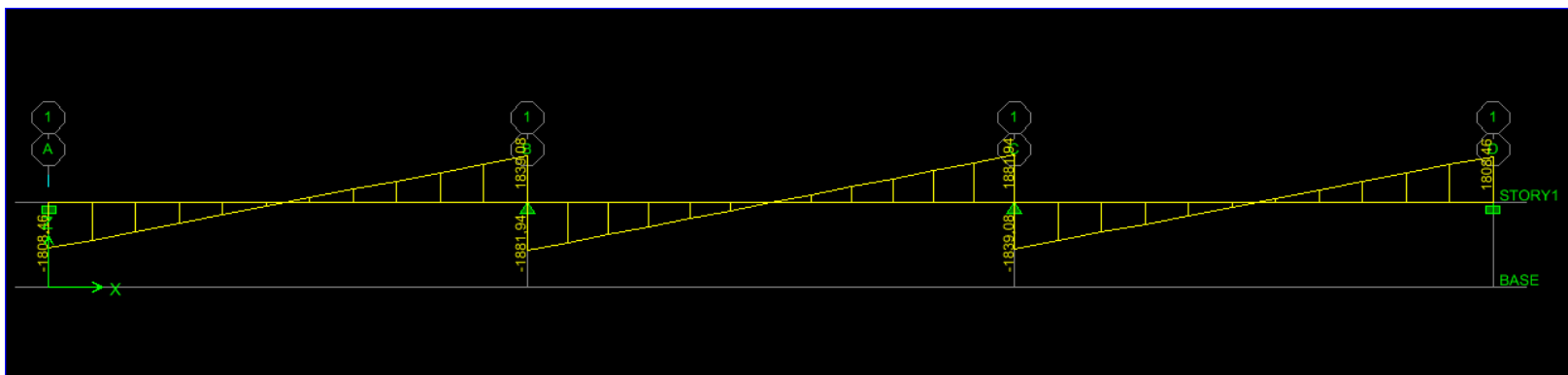


Figure VII.7. Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

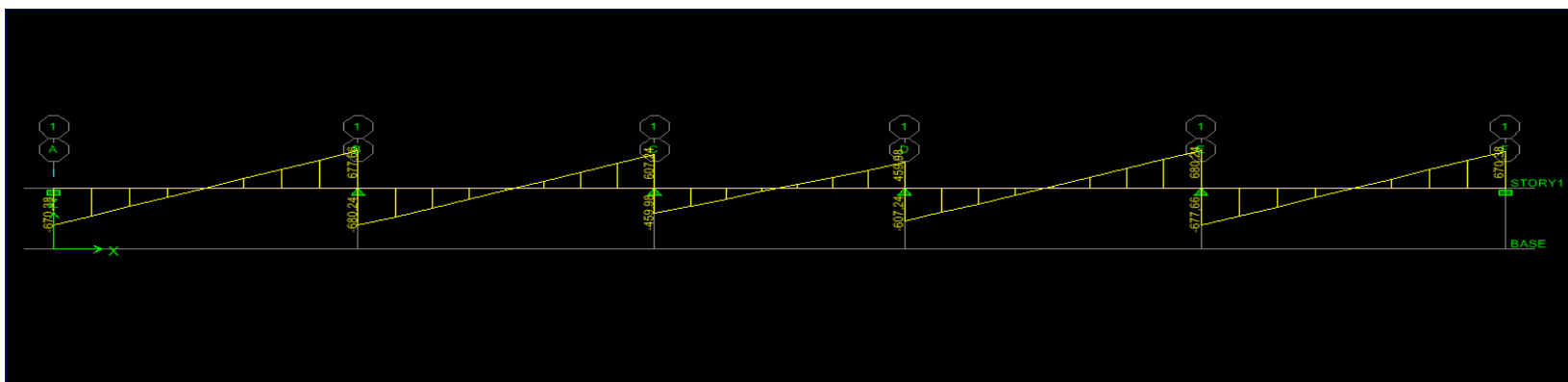


Figure VII.8. Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

➤ Sens longitudinal :

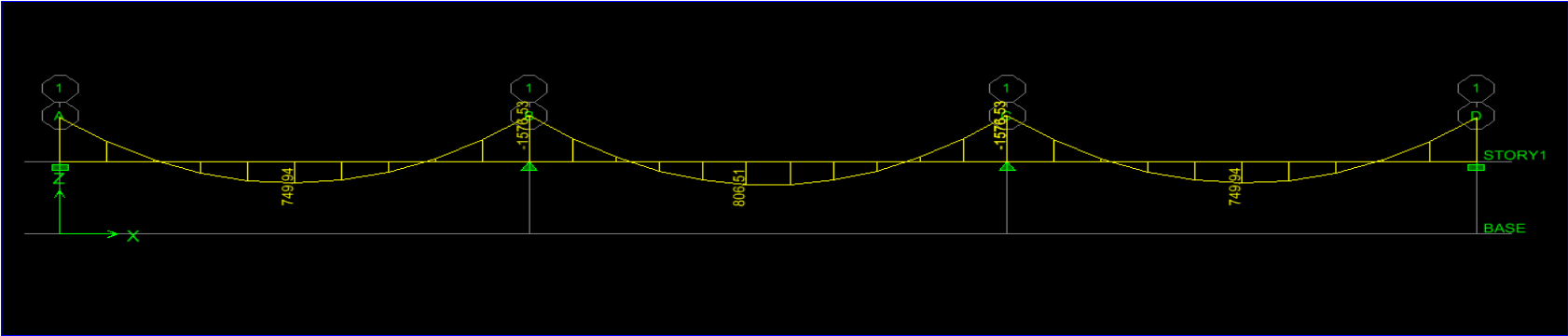


Figure VII.9. Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

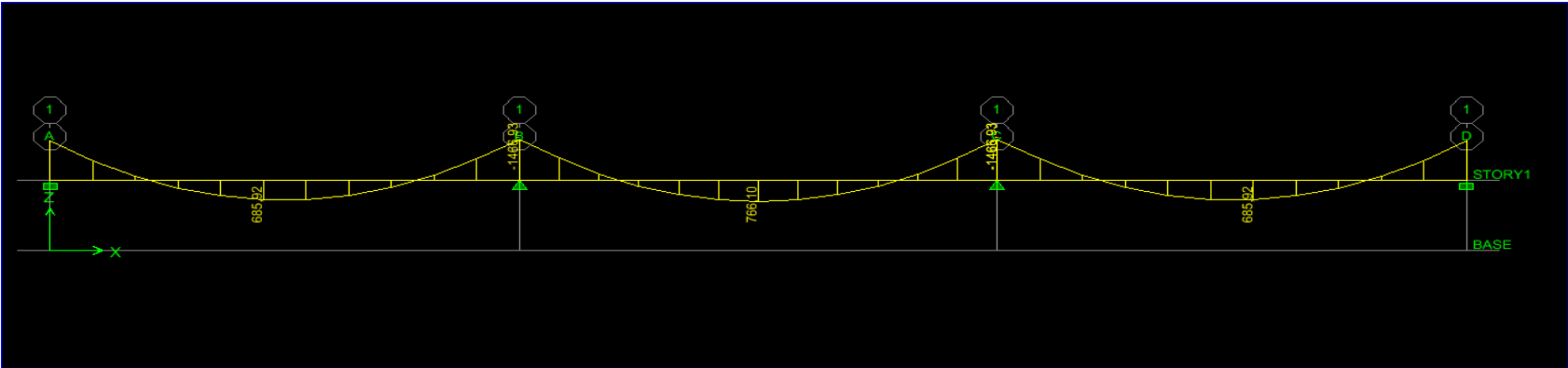


Figure VII.10. Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

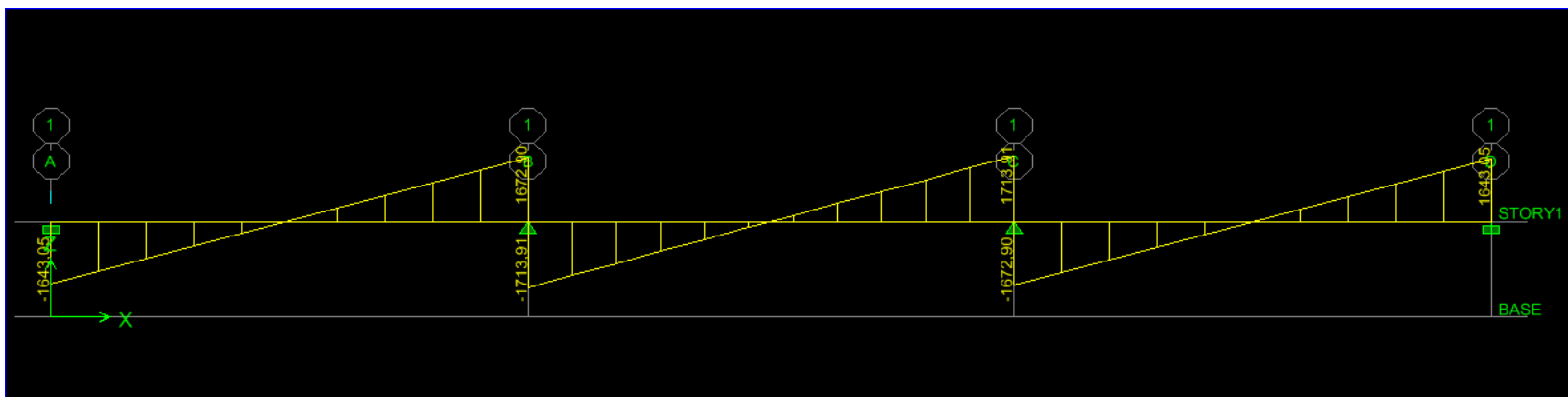


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

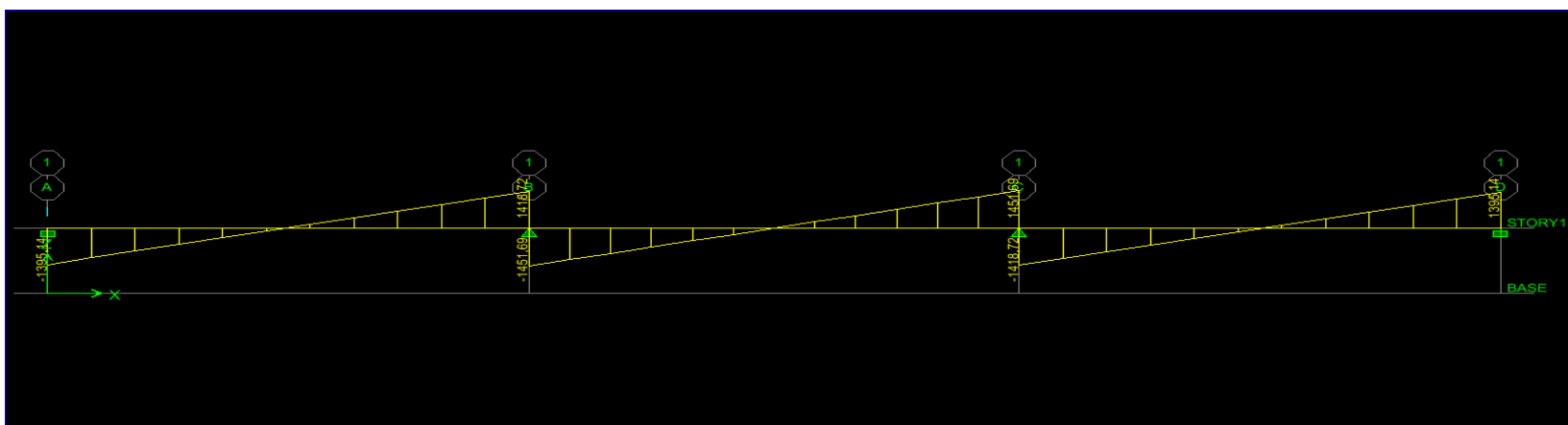


Figure VII.12. Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

➤ **Ferraillage a L'ELU :**

**Les efforts internes dans les nervures :**

➤ **Sens transversal (Y-Y) :**

$$M_t^{\max} = 806,51 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = -1576,53 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm, } h = 110 \text{ cm, } d = 107 \text{ cm, } f_{bc} = 14.2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{app} = -1576.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1576,53 \times 10^3}{50 \times 107^2 \times 14,2} = 0,193 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,193 \rightarrow \beta = 0,891$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1576.53 \times 10^3}{0.891 \times 107 \times 348} = 46.51 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20(fil)+10HA20(double chap) = 47.11cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec : **S<sub>t</sub> = 10cm**

• **En travée :**

$$M_t = 806.51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{806.51 \times 10^3}{50 \times 107^2 \times 14,2} = 0,099 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,099 \rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{806.51 \times 10^3}{0,948 \times 107 \times 348} = 22.84 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20(fil)+5HA16(chap) = 25.75 cm<sup>2</sup>/ml.** Avec : **S<sub>t</sub> = 10 cm.**

➤ **Sens transversal (X-X) :**

$$M_t^{\max} = 369,65 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = -762,82 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{app} = -762.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{762,82 \times 10^3}{50 \times 107^2 \times 14,2} = 0,093 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,093 \rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{762.82 \times 10^3}{0.952 \times 107 \times 348} = 21.51 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20+3HA20 = 25.13 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec : **S<sub>t</sub> = 10 cm**

- **En travée :**

$$M_t = 369.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{369.65 \times 10^3}{50 \times 107^2 \times 14,2} = 0,045 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,045 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{369.65 \times 10^3}{0,976 \times 107 \times 348} = 10.17 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20 = 15.7 cm<sup>2</sup>/ml.** Avec : **S<sub>t</sub> = 10 cm.**

➤ **Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que :  $A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0.23 \times 50 \times 107 \times 2.1 / 400 = 6.46 \text{ cm}^2$$

✓ **Sens transversal :**

❖ Aux appuis :  $A_{sa} = 47.11 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

❖ En travée :  $A_{st} = 25.75 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

✓ **Sens longitudinal :**

❖ Aux appuis :  $A_{sa} = 25.13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

❖ En travée :  $A_{st} = 15.70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) \Rightarrow \tau_u = \min(0.15 \times 25 / 1.5; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{879.08 \times 10^3}{500 \times 1070} = 1.64 < 2.5 MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{1713.91 \times 10^3}{500 \times 1070} = 2.34 < 2.5 MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**➤ Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

Avec  $\phi_1$ : le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance, On prend : 2 cadres + 1 étrier de  $\phi 8 \longrightarrow A_t = 3.01 \text{ cm}^2$

**✓ Espacement des armatures**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} = \min\{110/4; 12 \times 2\} = 24 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courant :

$$S_t \leq h/2 = 110/2 = 55 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

**✓ Armatures transversale minimales :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$\text{En zone nodale : } A_{min} = 0.003 \times 12.5 \times 50 = 1.875 \text{ cm}^2 < A_t = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courant : } A_{min} = 0.003 \times 12.5 \times 50 = 1.875 \text{ cm}^2 < A_t = 3.01 \text{ cm}^2$$

Donc : la condition est vérifiée

**➤ Vérification à l'ELS :****❖ Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes dans le béton

Sens		$M_u$ (Kn .m)	$M_s$ (Kn.m)	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\mu$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Appuis	806.51	766.10	1.052	0.099	0.1291	0.276	<b>Condition vérifiée</b>
	Travée	1576.5 3	1466.93	1.074	0.193	0.2689	0.287	<b>Condition vérifiée</b>
Y-Y	Appuis	369.65	306.12	1.207	0.045	0.862	0.353	<b>Condition vérifiée</b>
	Travée	762.82	588.76	1.29	0.093	0.1719	0.390	<b>Condition vérifiée</b>

**Conclusion :**

La contrainte est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

## ❖ Armatures de peau (art 4.5.34/BAEL91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 110cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m} \times 1.10 = 2.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1.36 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 1HA16 avec  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{parois}$ .

# Conclusion générale

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 nécessaire.

Avoir une bonne base théorique est essentielle mais pas suffisante, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace à déceler et résoudre les différents problèmes rencontrés au cours d'une étude et réalisation d'un projet.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Espérons aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

# Annexe

# BIBLIOGRAPHIE

-Règle parasismique algérienne RPA99 (version 2003).

-Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-pierre MOUGIN).

-Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

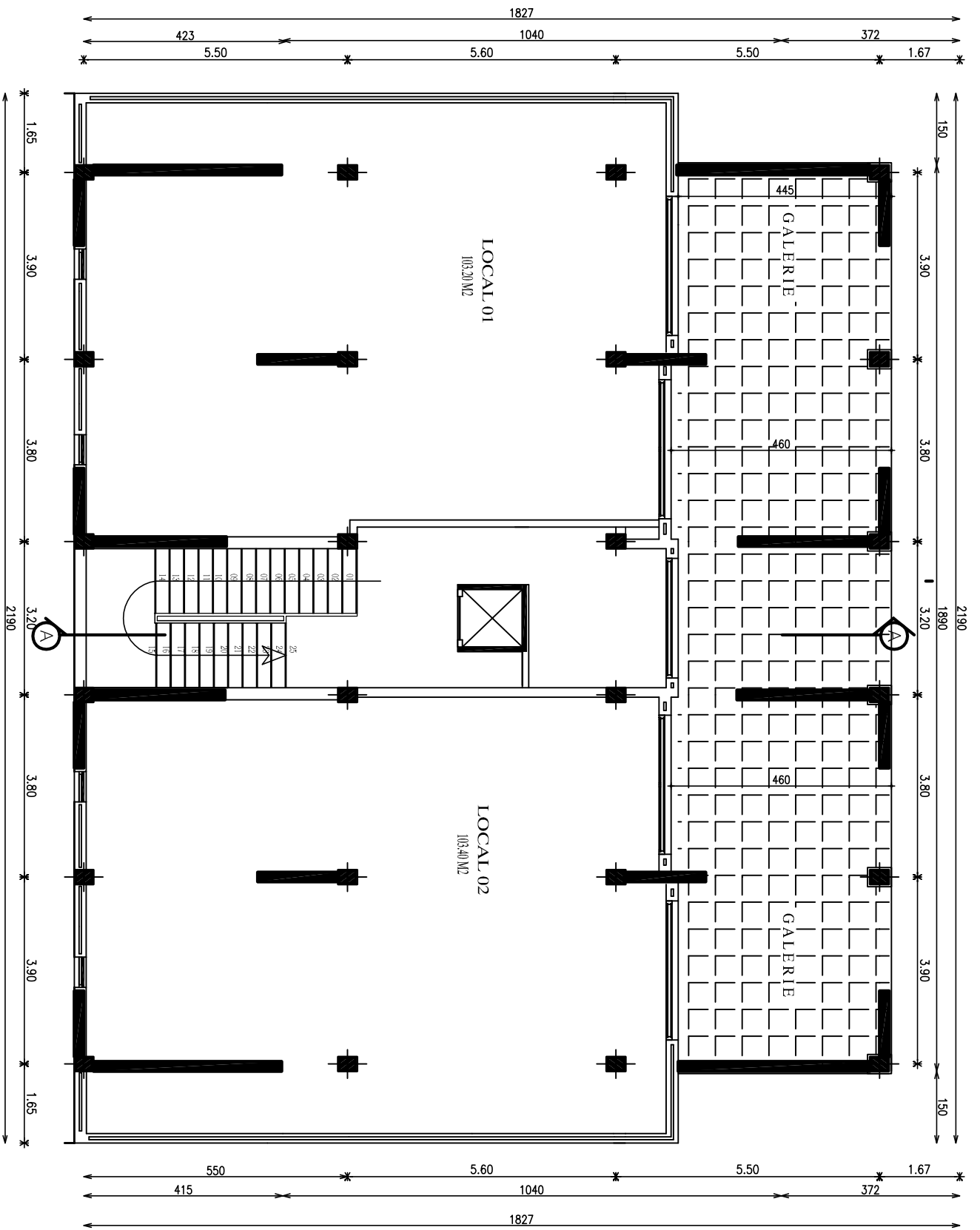
-Formulaire de béton armé T1 et T2 (Victor DAVIDOVICI).

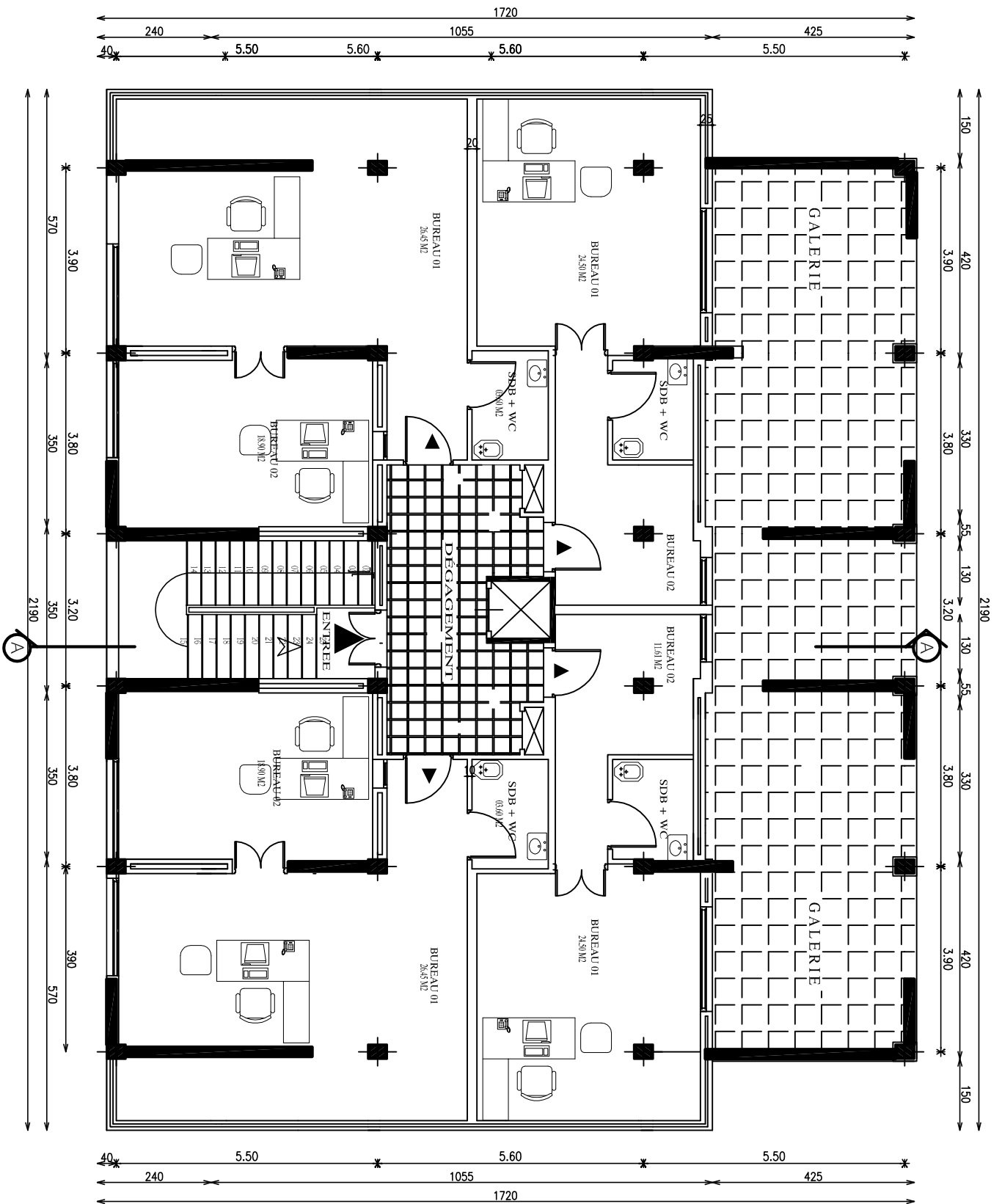
-Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).

-Cours et TD béton I, Béton II et RDM I.

-Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

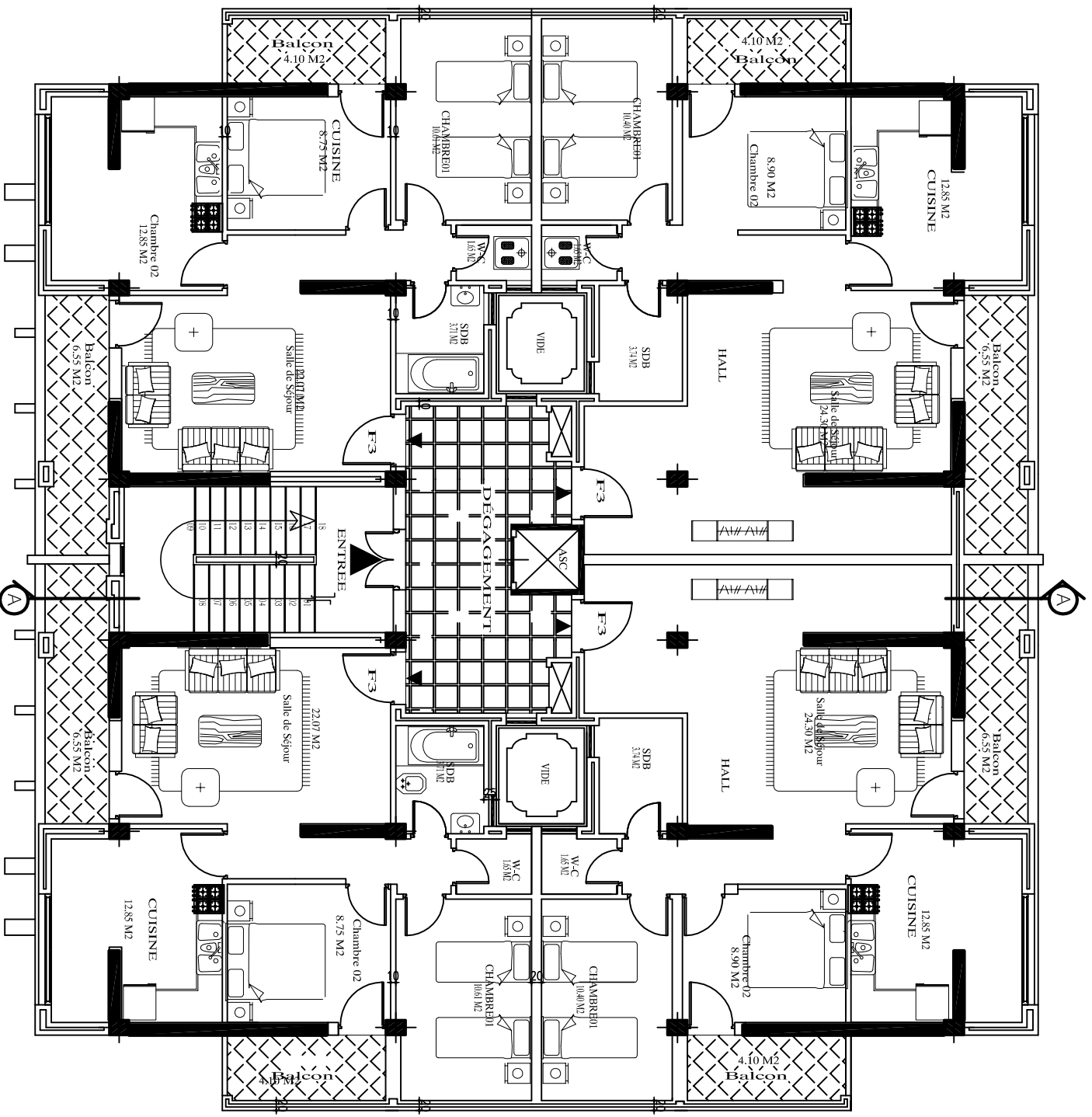
# PLAN DE REZ DE CHAUSSEE



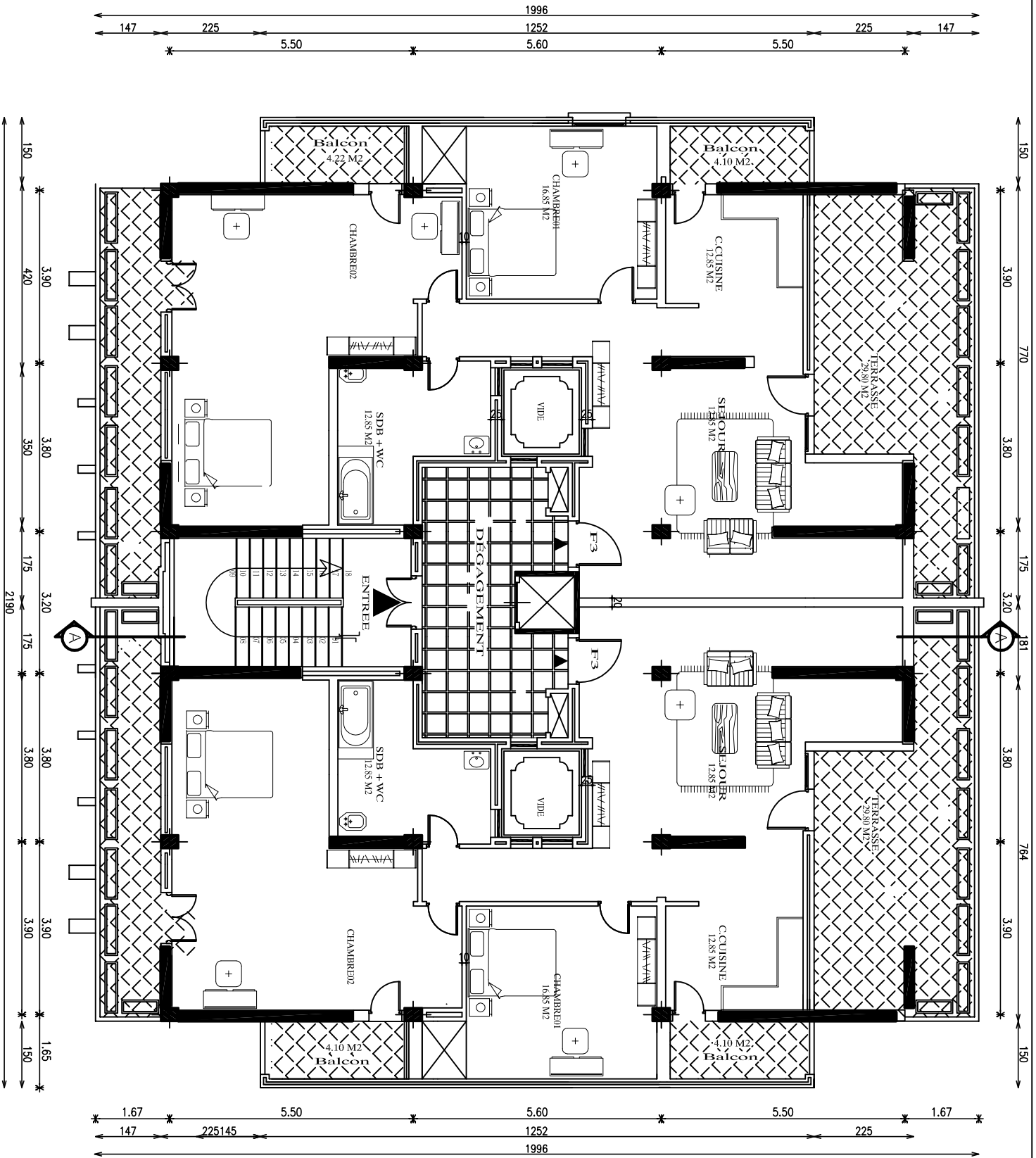


PLAN DÉTAGE DE SERVICE

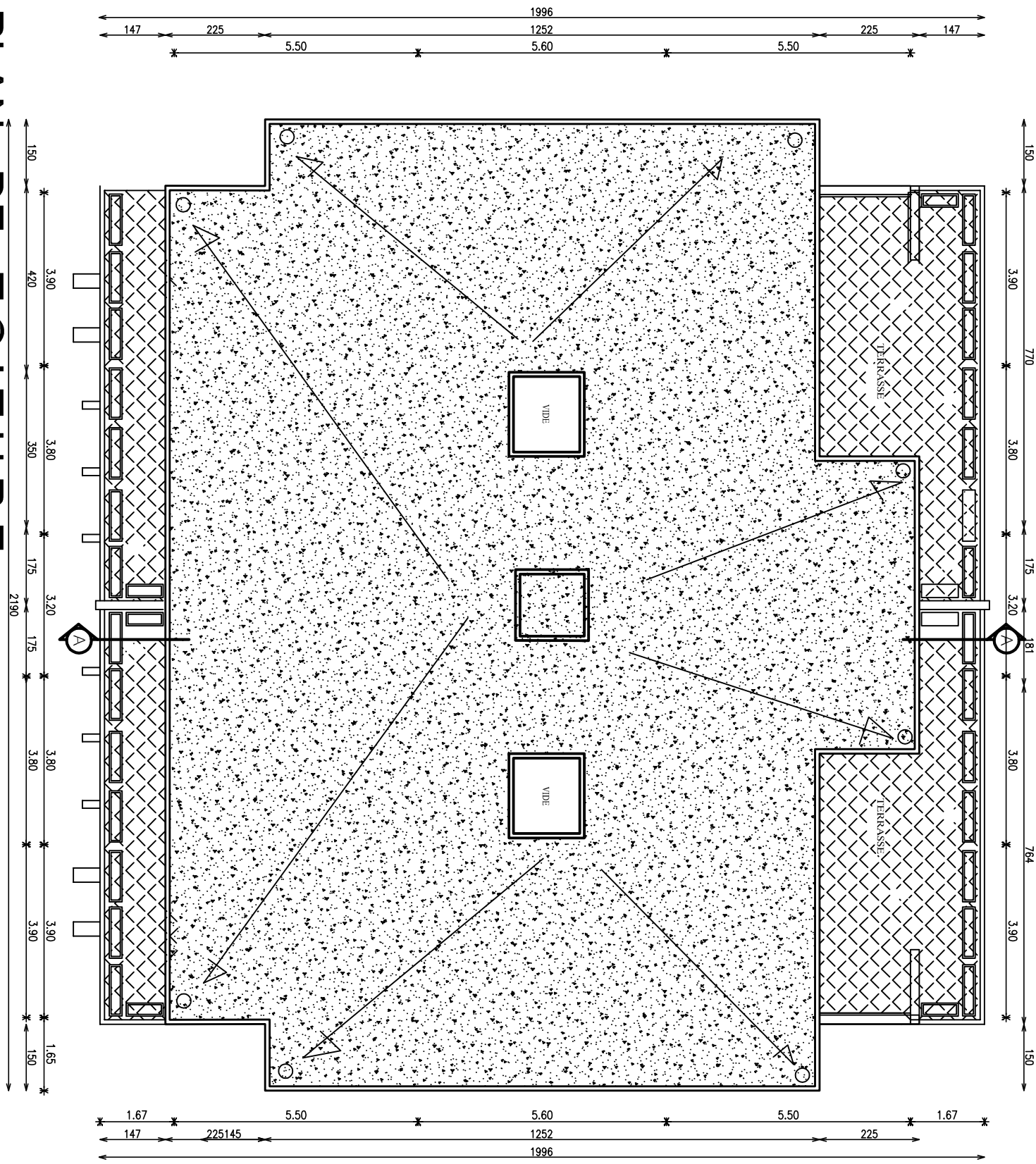
# PLAN ETAGE COURANT

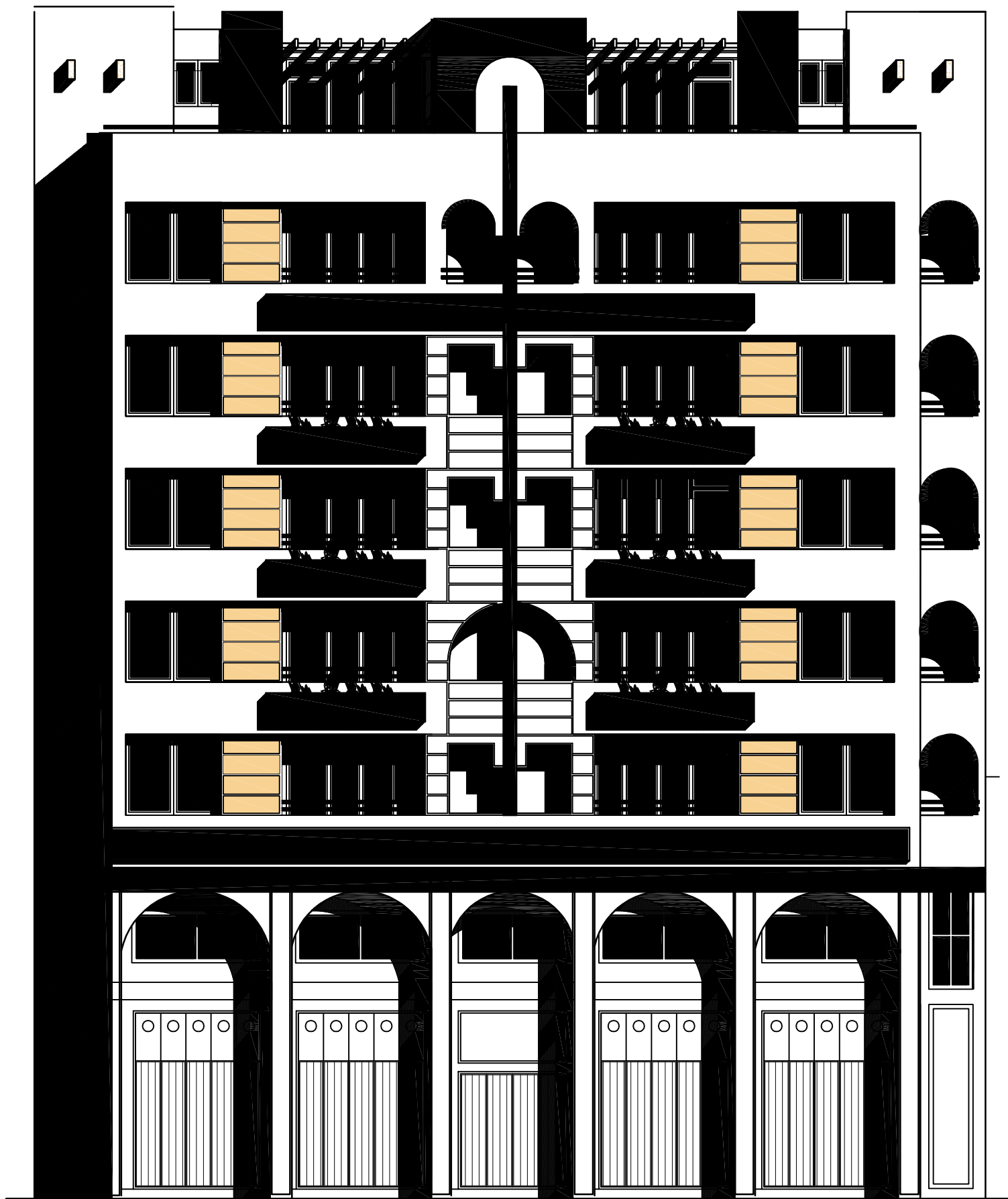


# PLAN ETAGE ATTIQUE

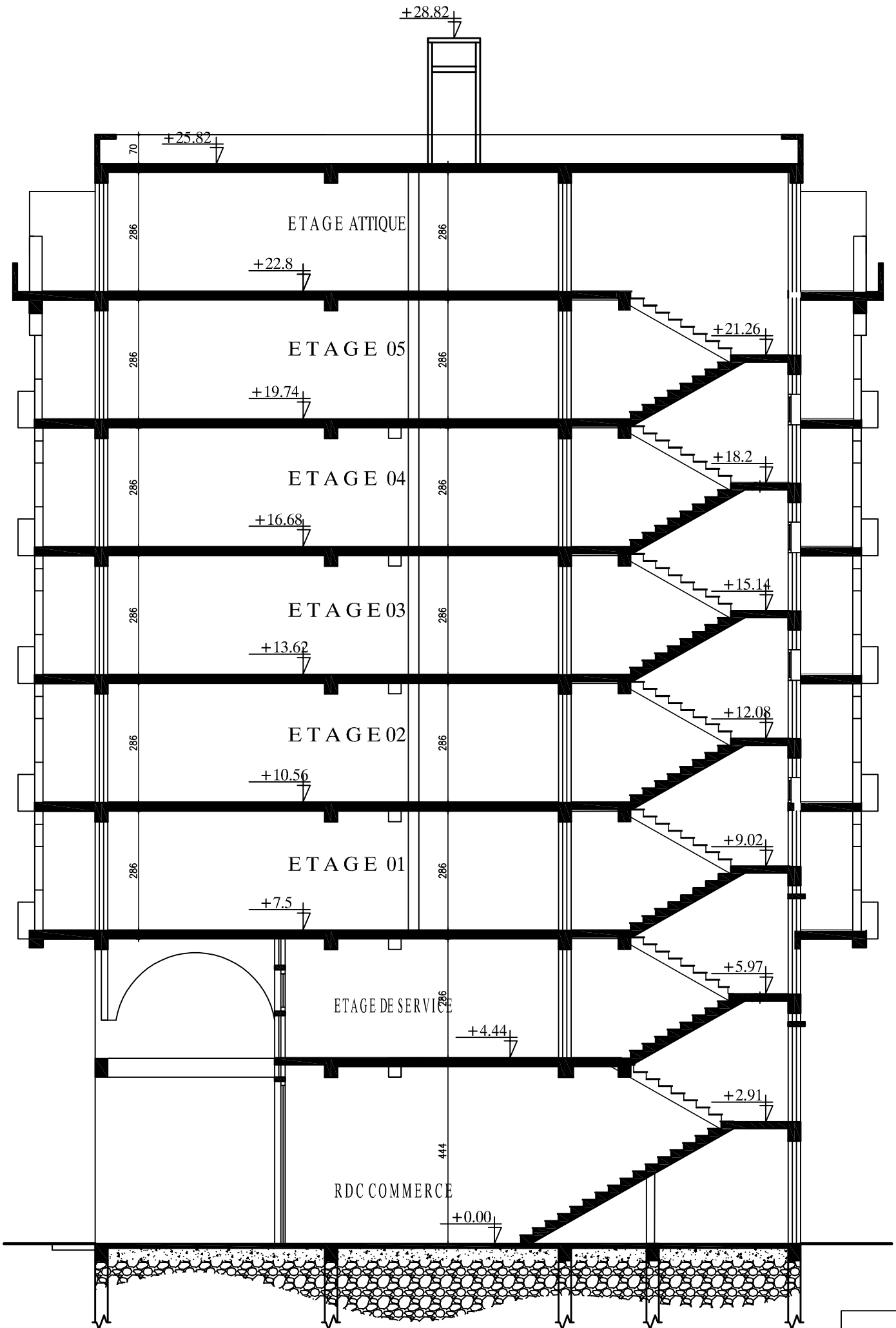


# PLAN DE TOITURE

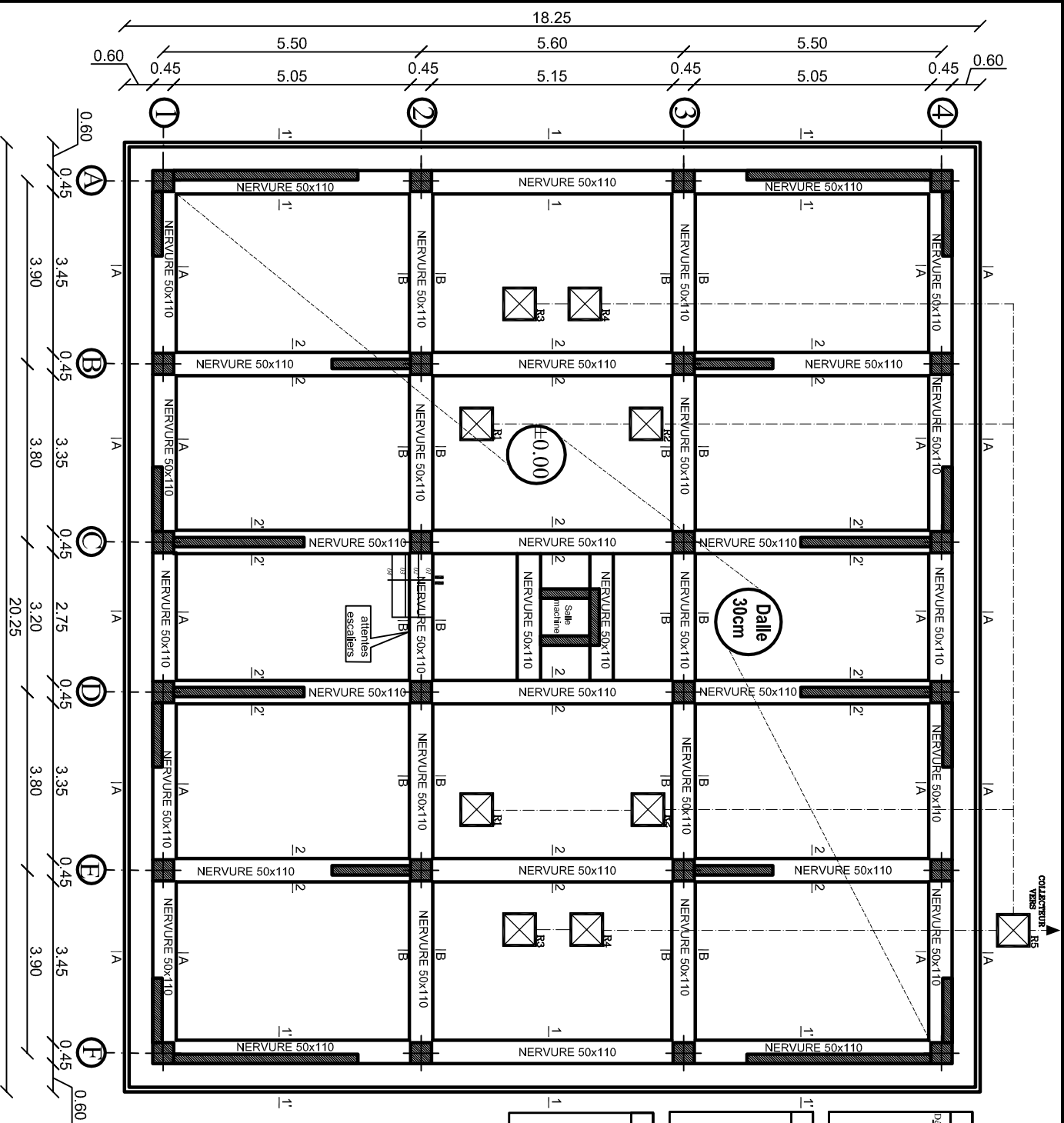




FACADE PRINCIPALE



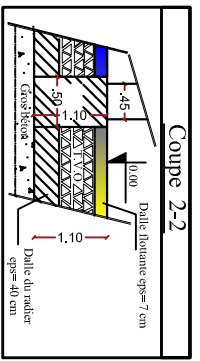
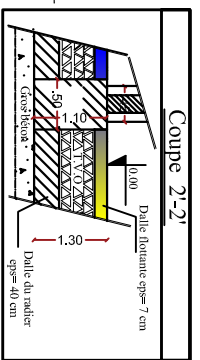
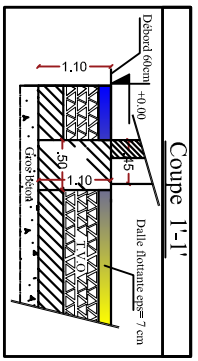
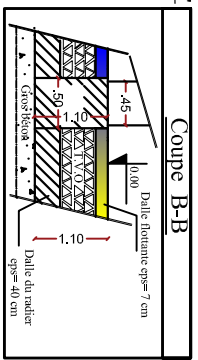
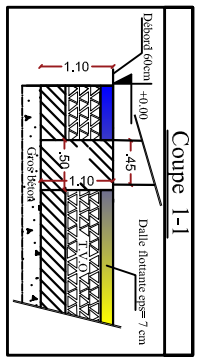
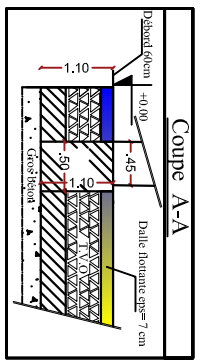
COUPE A - A



**Zone: (I)**

- Poteraux: (45x45)
- Nervure : (50x110)
- Débord : 60cm
- Dalle flottante: ep=7cm
- Dalle de radier: ep=40cm

**PLAN DE FONDATIONS**  
 NIV : ±0.00 (RDC)



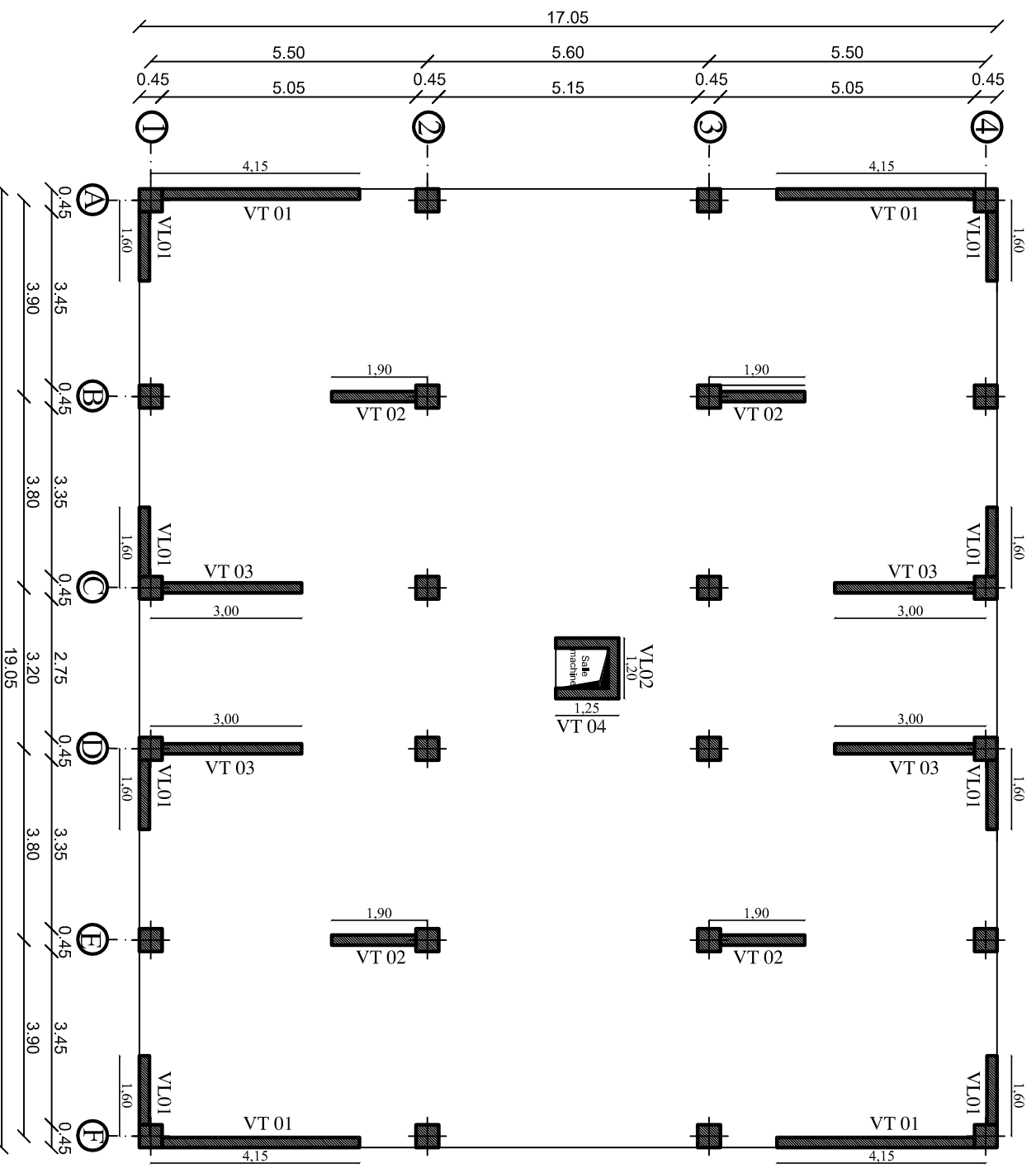
**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

**Enché par :**  
 -M<sup>re</sup> BOUCERCI Lynda  
 -M<sup>re</sup> CHIRANE Fariza

**Dirigé par :**  
 -M<sup>re</sup> ALCAMAF

**Titre :**  
**PLAN DE FONDATIONS**  
 NIV : ±0.00 (RDC)

**Plan N°: 01**  
**Promotion:**  
 2019-2020



**\*Les Voiles Longitudinaux:**

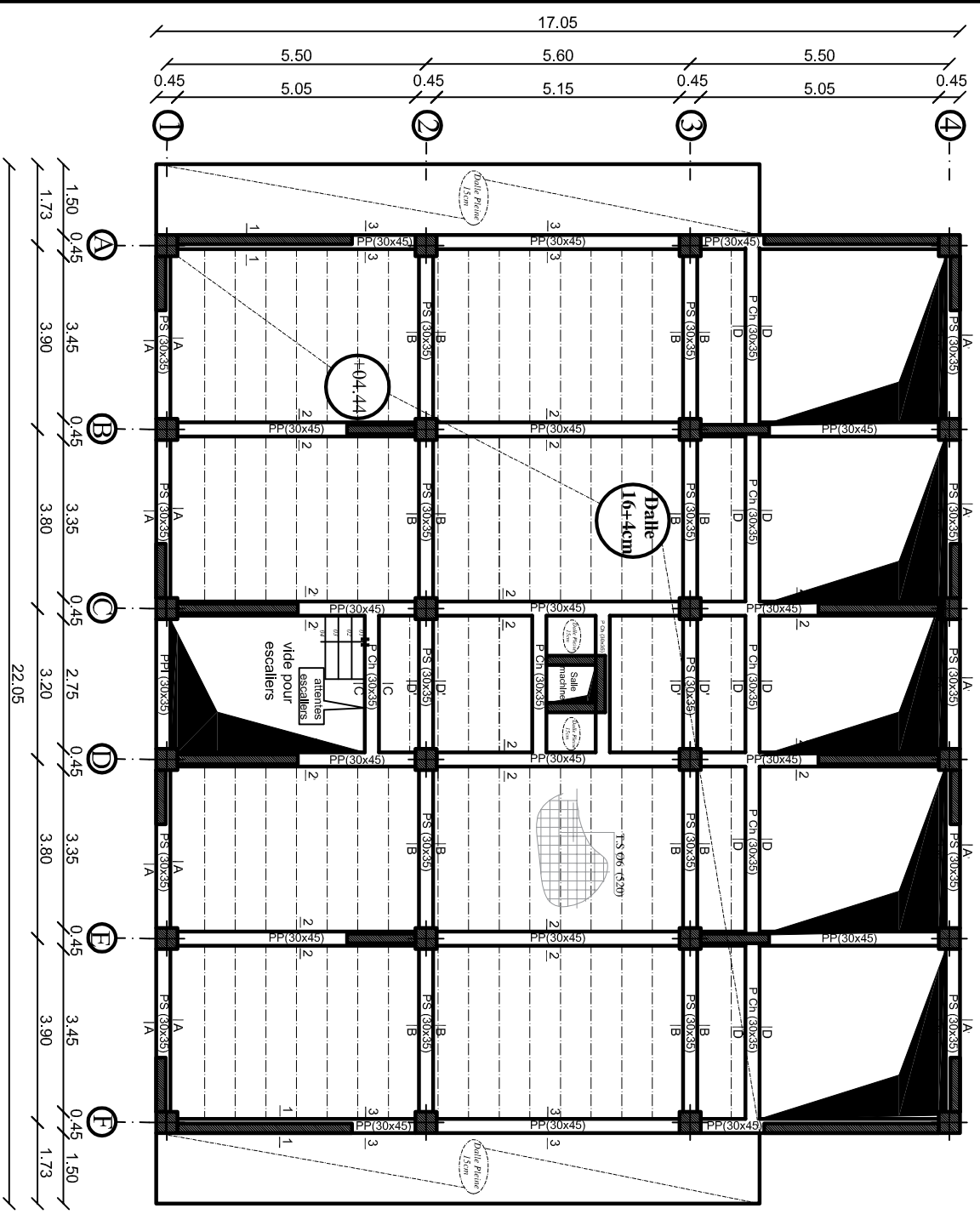
- VL 01 =1.60 m
- VL 02 =1.20 m

**\*Les Voiles Transversaux :**

- VT 01 =4.15m
- VT 02 =1.90m
- VT 03 =3.00m
- VT 04 =1.25m

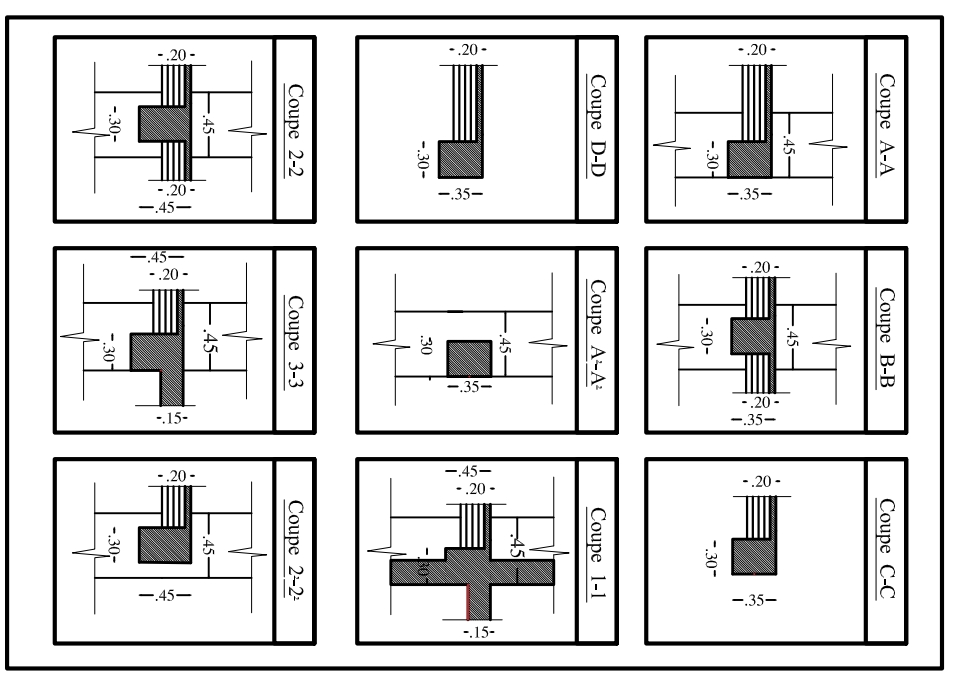
**LA DISPOSITION DES VOILES**

<b>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU</b>	
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>	
<i>Etudié par :</i>	<i>Titre :</i>
-M <sup>lle</sup> BOUCERCI Lynda	LA DISPOSITION DES VOILES
-M <sup>lle</sup> CHIBANE Fariza	
<i>Dirigé par :</i>	<i>Plan N°: 02</i>
-M <sup>me</sup> ALCAMA.F	<i>Promotion:</i>
	2019-2020



**PLAN DE COFFRAGE**  
NIV: +4.44 (ETAGE DE SERVICE)

- Zone: (I)**
- Poteaux: (45X45)
  - Poutres principales:(30X45)
  - Poutres secondaires:(30X35)
  - Dalle (CC) :ep=20cm



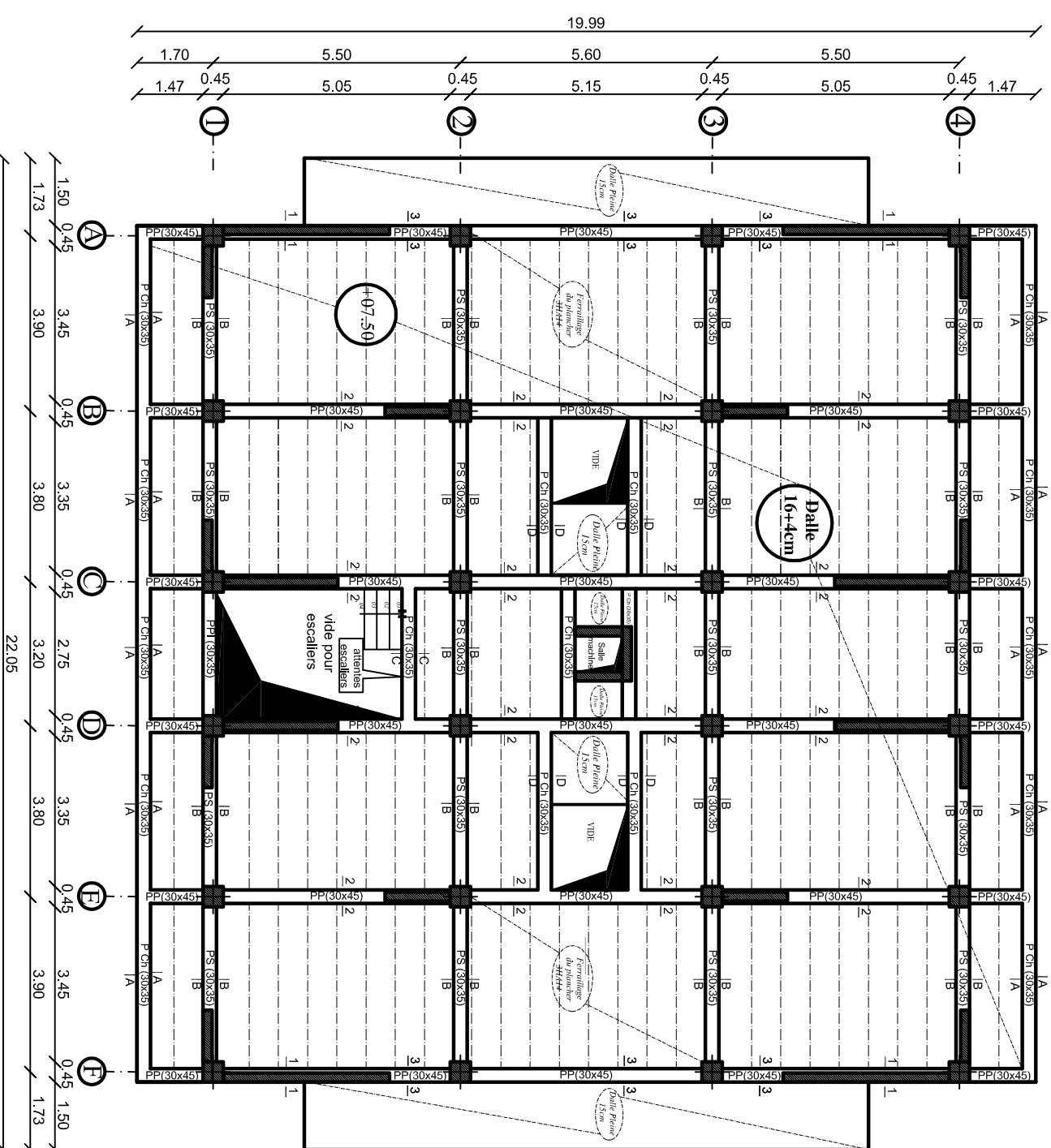
**UNIVERSITE MOULOUDE MAMMARI DE TIZI OUZOU**  
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

**Etudié par :**  
-M<sup>lle</sup> BOUCERCI Lynda  
-M<sup>lle</sup> CHIBANE Fariza

**Dirigé par :**  
-M<sup>me</sup> ALCAMAF

**Titre :**  
**PLAN DE COFFRAGE**  
NIV: +4.44(ETAGE DE SERVICE)

**Plan N°: 03**  
**Promotion:**  
2019-2020



**Zone: (I)**

-Poteaux: (45x45)  
 -Poutres principales:(30x45)  
 -Poutres secondaires:(30x35)  
 -Dalle (CC) : ep=20cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV +7.50 (1<sup>er</sup> ETAGE)**

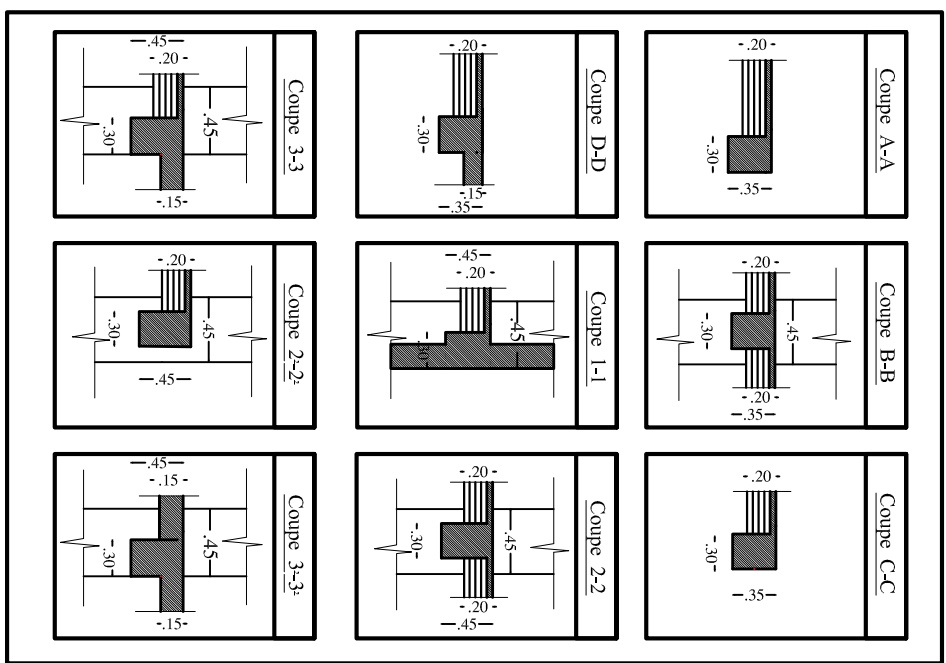
**UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

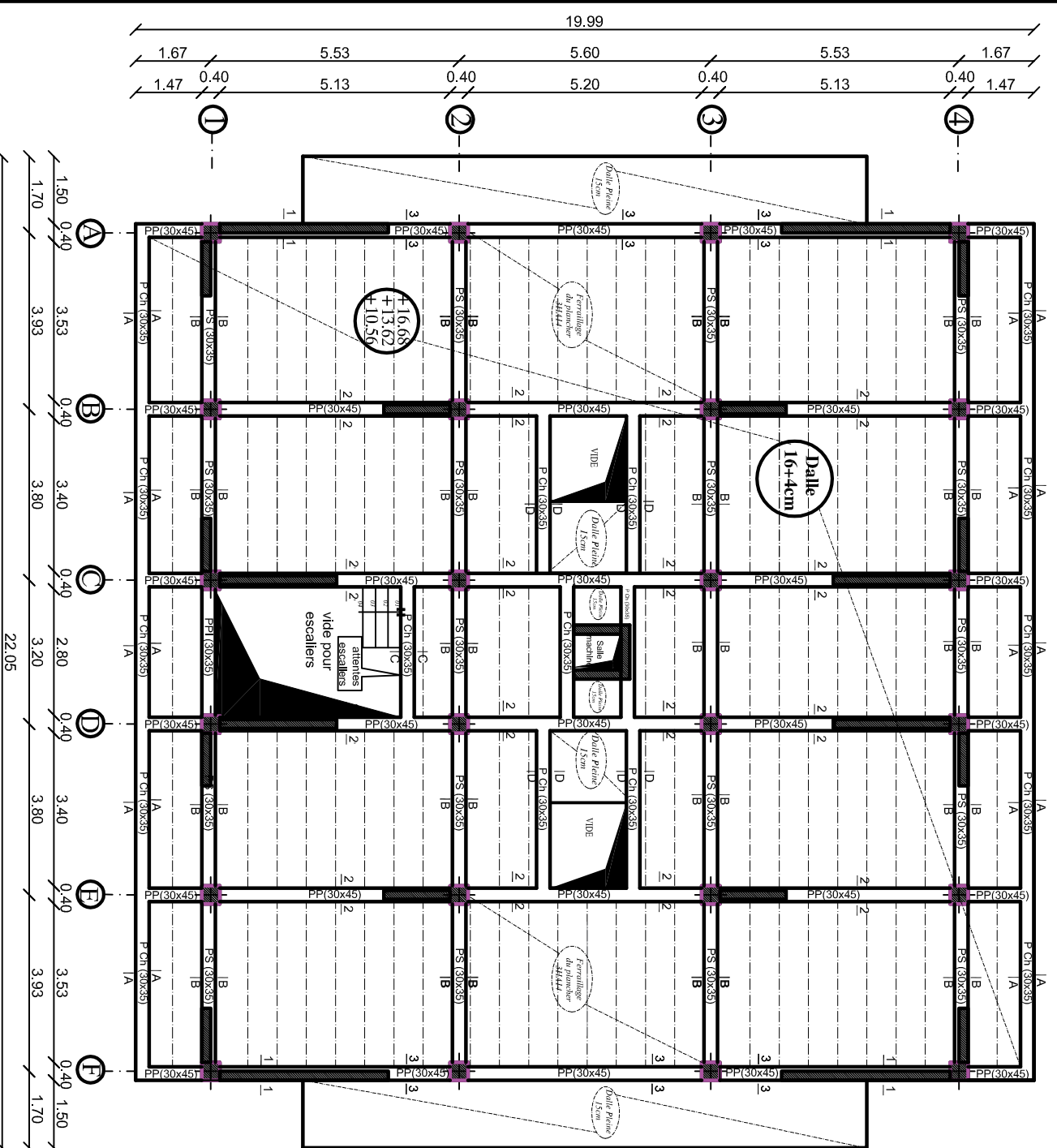
Etudié par :  
 -M<sup>lle</sup> BOUCERCI Lynda  
 -M<sup>lle</sup> CHIBANE Fatza

Dirigé par :  
 -M<sup>me</sup> ALCAMALF

Titre :  
**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV +7.50 (1<sup>er</sup> ETAGE)**

Plan N°: 04  
 Promotion:  
 2019-2020

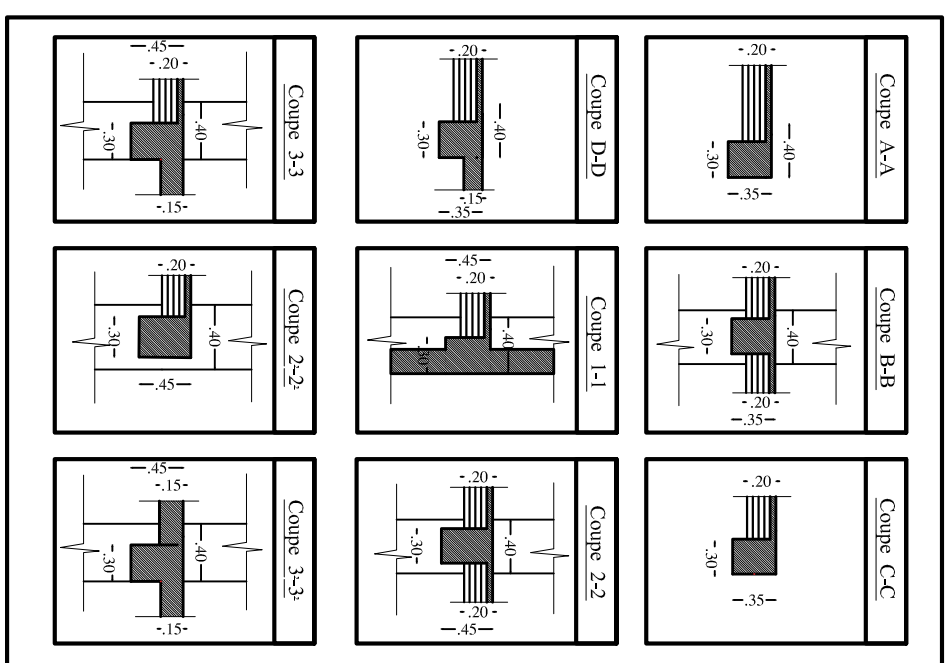




**Zone: (II)**

- Poteaux: (40X40)
- Poutres principales:(30X45)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle (CC) :ep=20cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
 NIV +10.56,+13.62 ET 16.68  
 (3<sup>eme</sup> ,4<sup>eme</sup> ET 5<sup>eme</sup> ETAGE)



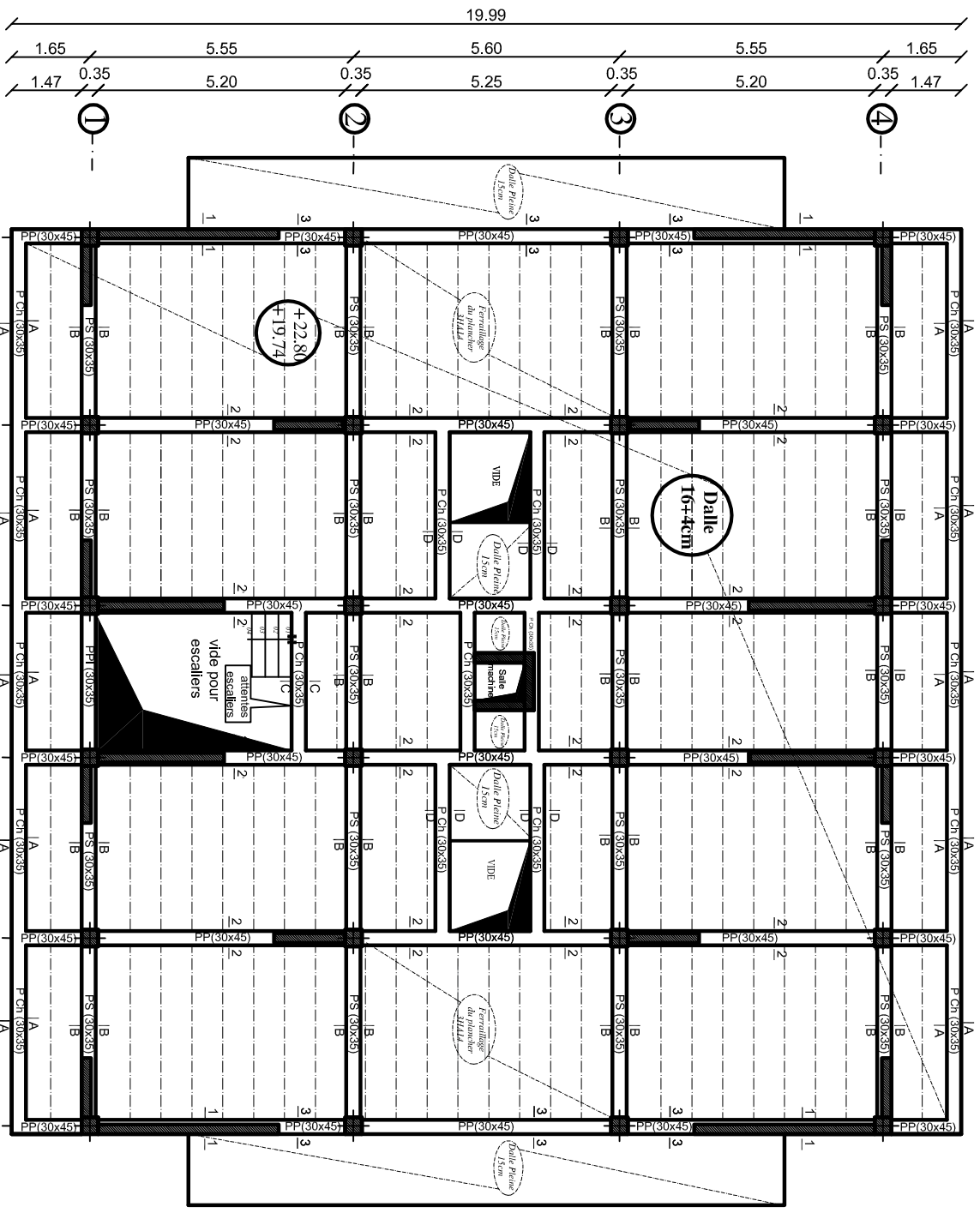
**UNIVERSITE MOULOUDE MAMMARI DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

**Etudié par :**  
 -M<sup>lle</sup> BOUCERBI Lynda  
 -M<sup>lle</sup> CHIBANE Fariza

**Dirigé par :**  
 -M<sup>me</sup> ALCAMAF

**Titre :**  
**PLAN DE COFFRAGE**  
 NIV +10.56,+13.62 ET 16.68  
 (3<sup>eme</sup> ,4<sup>eme</sup> ET 5<sup>eme</sup> ETAGE)

**Plan N°: 05**  
**Promotion:**  
 2019-2020



**Zone: (III)**  
 -Potencar: (35X35)  
 -Poutres principales:(30X45)  
 -Poutres secondaires:(30X35)  
 -Dalle (CC) :ep=20cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
 NIV +19.74 ET +22.80  
 (6<sup>ème</sup> ET ETAGE ATTIQUE)

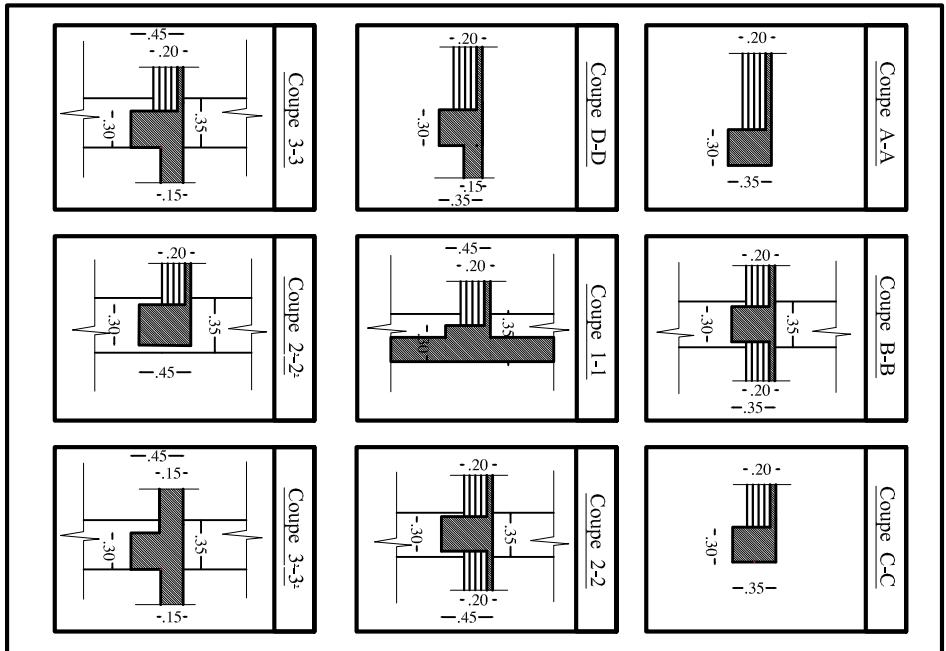
**UNIVERSITE MOULOUZ MAMMARI DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

**Etudié par :**  
 -M<sup>lle</sup> BOUCERCHI Lynda  
 -M<sup>lle</sup> CHIBANE Fariza

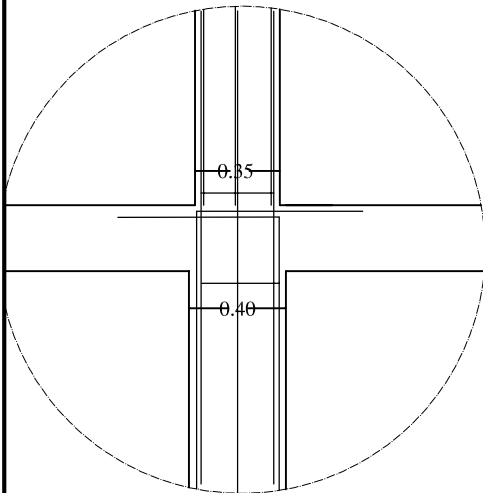
**Dirigé par :**  
 -M<sup>l</sup> ALCAMAF

**Titre :**  
**PLAN DE COFFRAGE**  
 NIV +19.74 ET +22.80  
 (6<sup>ème</sup> ET ETAGE ATTIQUE)

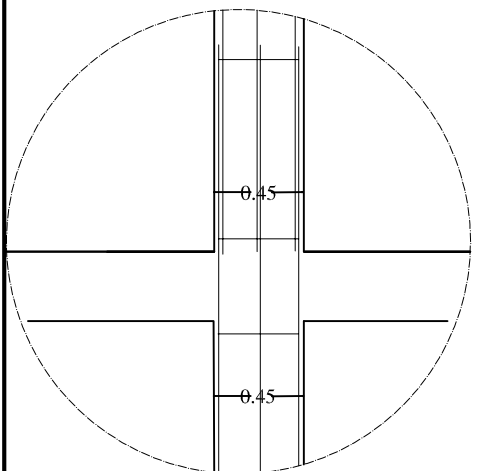
**Plan N°: 06**  
**Promotion:**  
 2019-2020



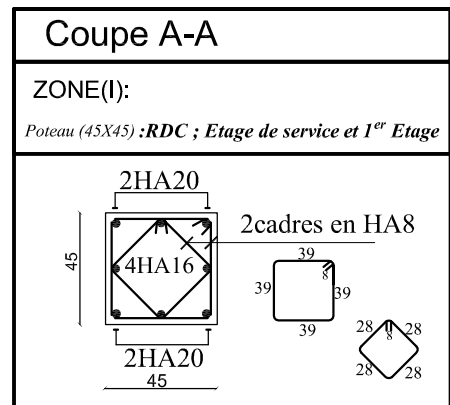
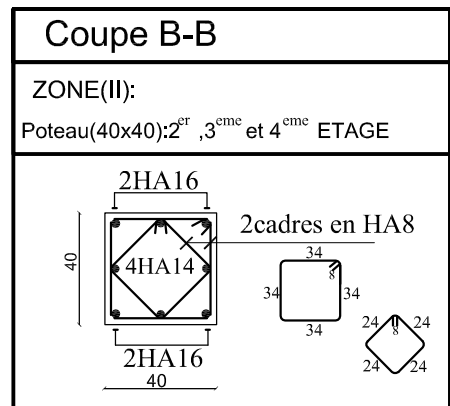
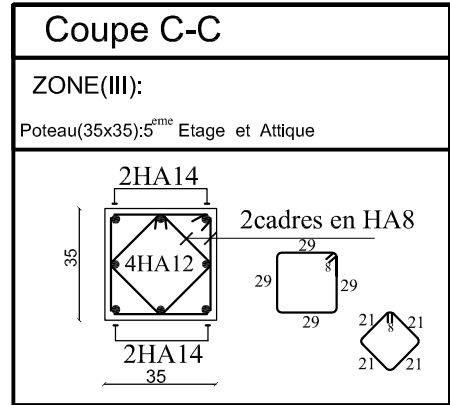
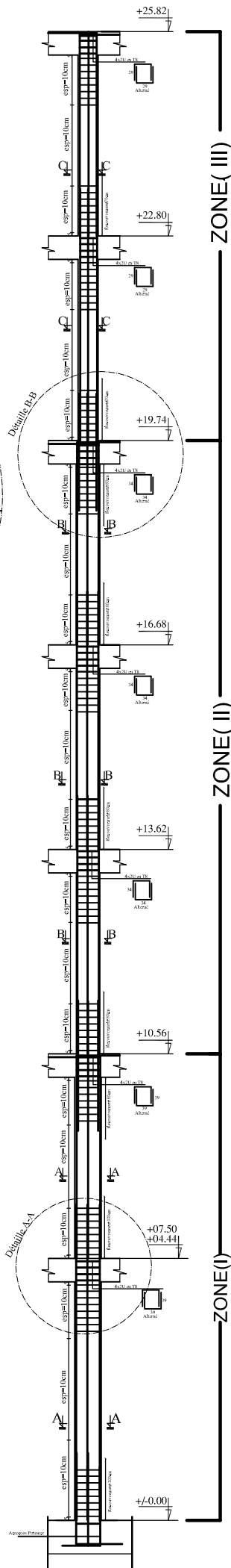
**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
 Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)



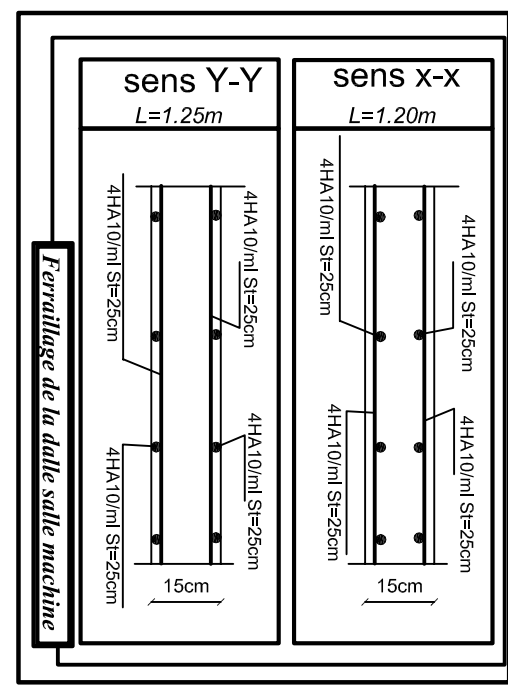
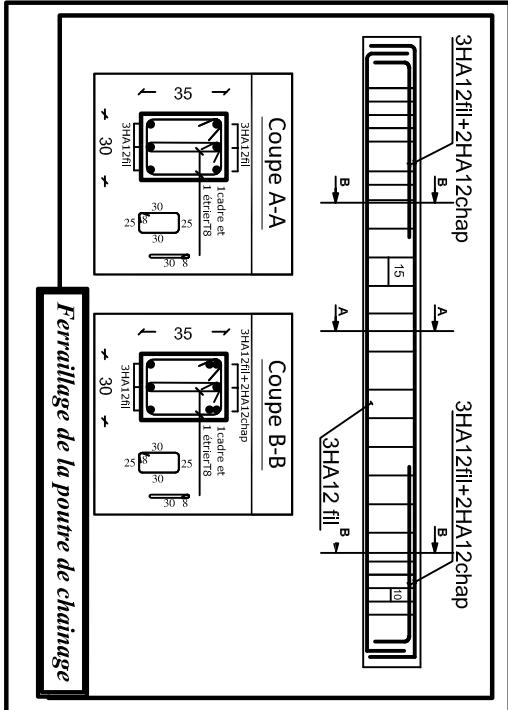
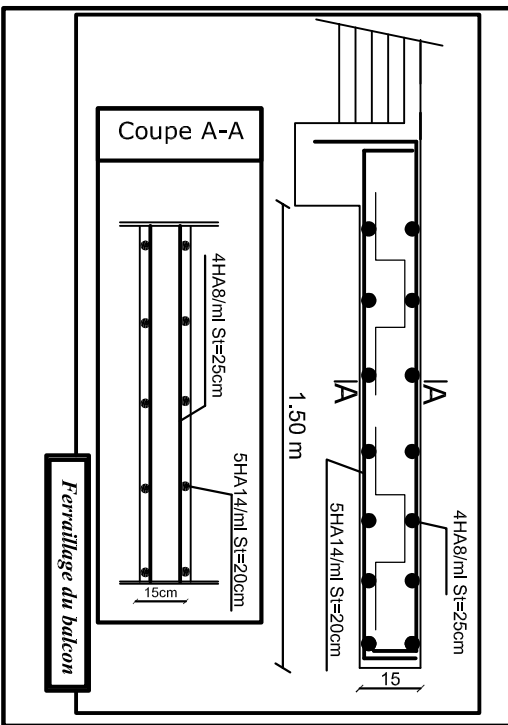
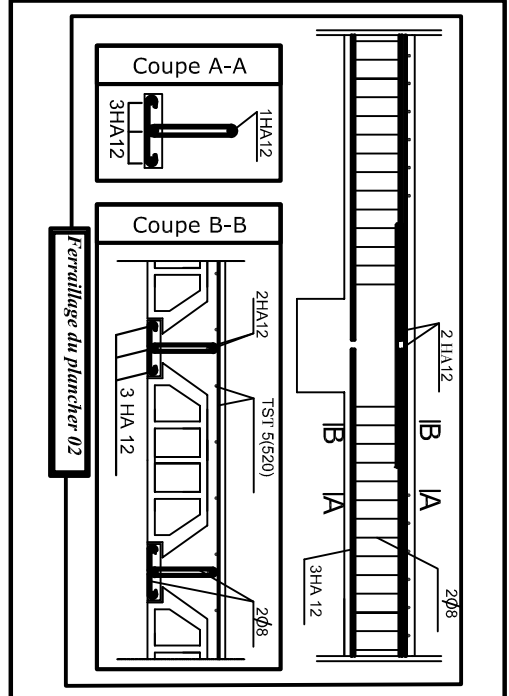
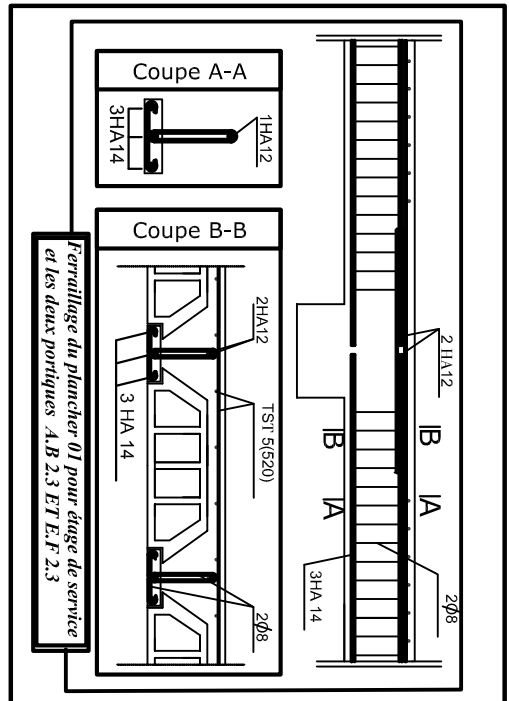
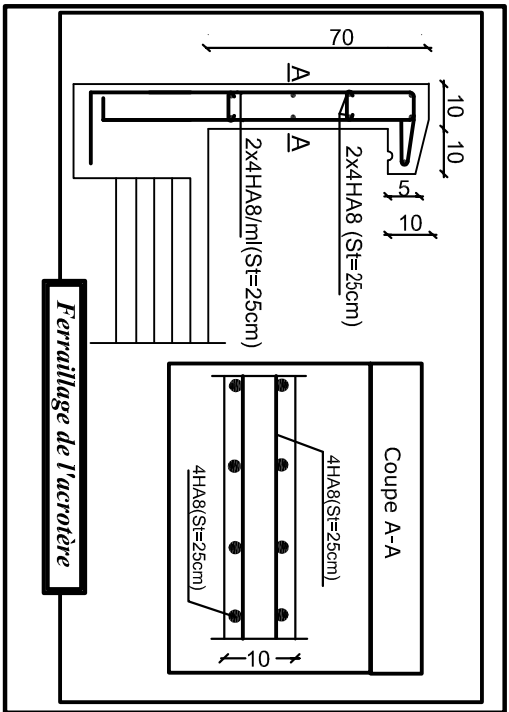
Détaille B-B



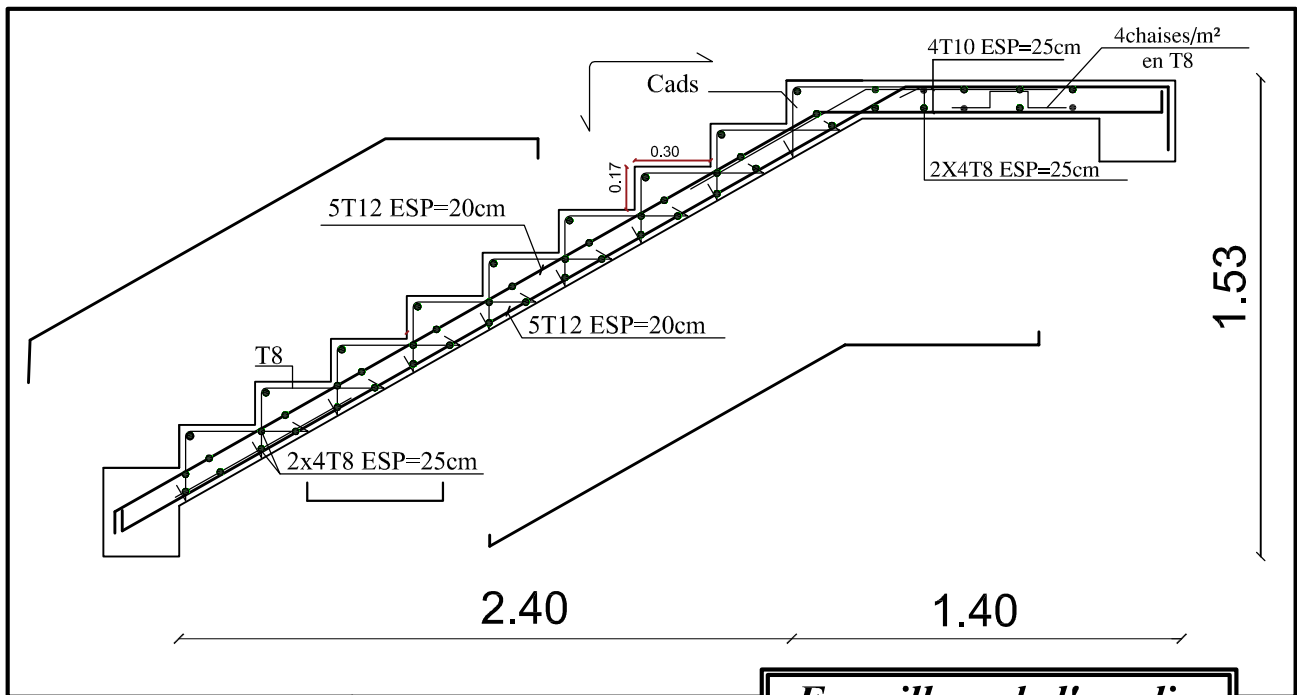
Détaille A-A



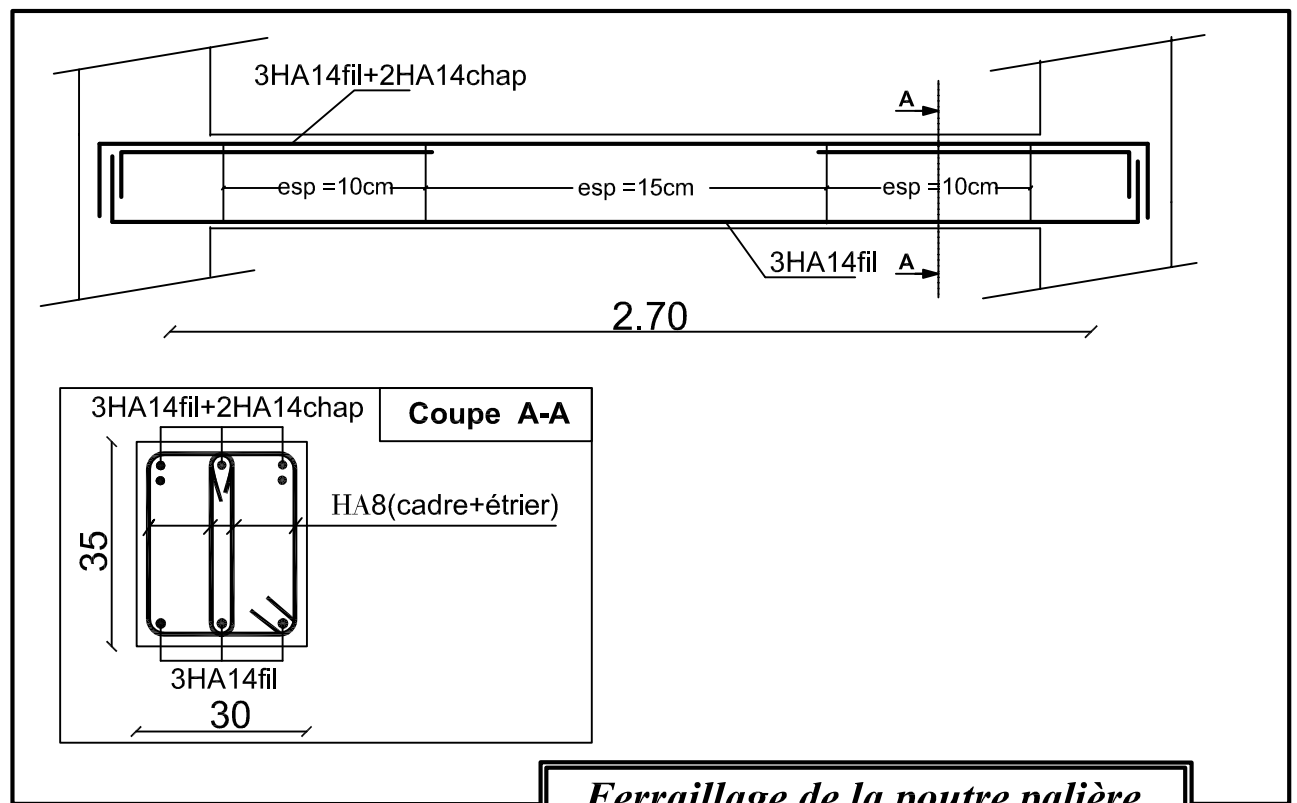
<b>UNIVERSITE MOULOU MAMMERRI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M <sup>me</sup> BOUCEBCI Lynda -M <sup>me</sup> CHIBANE Fariza	Titre : <b>FERRAILLAGE DES POTEAUX</b> Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)	Plan N°:11 Promotion: 2019-2020
Dirigé par : -M <sup>me</sup> ALCAMA F		



<b>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU</b>	
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>	
<b>Etudié par :</b>	<b>Titre :</b>
-M <sup>lle</sup> BOUCERCI Lynda	Ferrailage de l'acrotère ;
-M <sup>lle</sup> CHIRANE Fariza	plancher, dalle salle machine;
<b>Dirigé par :</b>	balcon et poutre de chaînage
-M <sup>me</sup> ALCAMAR	
	<b>Plan N°:14</b>
	<b>Promotion:</b>
	2019-2020



**Ferrailage de l'escalier**

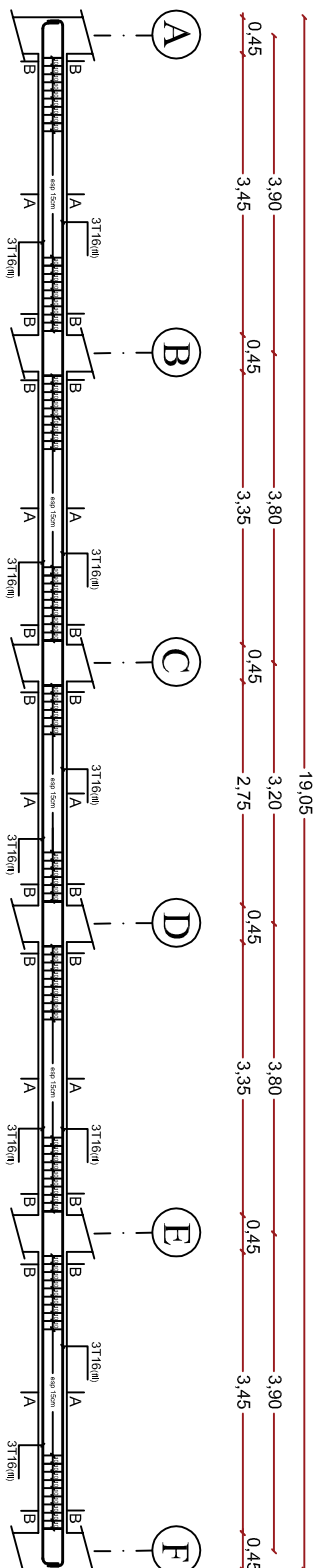


**Ferrailage de la poutre palière**

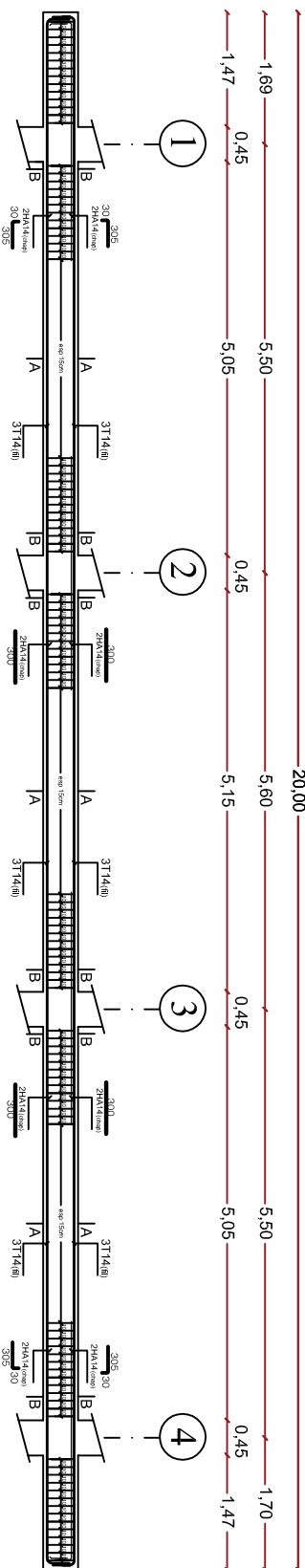
<b>UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Étudié par : -M <sup>lle</sup> BOUCEBCI Lynda -M <sup>lle</sup> CHIBANE Fariza	Titre : <b>Ferrailage de l'escalier</b>	Plan N°:15
Dirigé par : -M <sup>me</sup> ALCAMA.F	<b>Ferrailage de la poutre palière</b>	Promotion: 2019-2020

# FERRAILLAGE DES POUTRES NON ADIRÉE AU VOILE

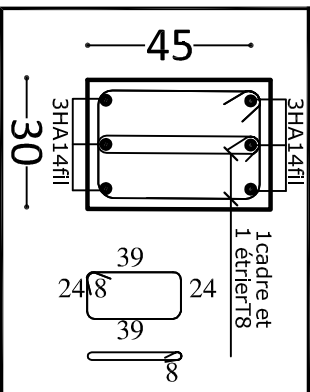
Ferrailage des poutres secondaires (30x35)cm<sup>2</sup> files 1,2,3et4 non adirée au voile



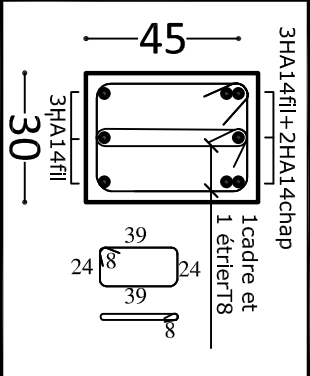
Ferrailage des poutres principales (30X45)cm<sup>2</sup> axes: A;B;C;D;E et F non adirée aux voiles



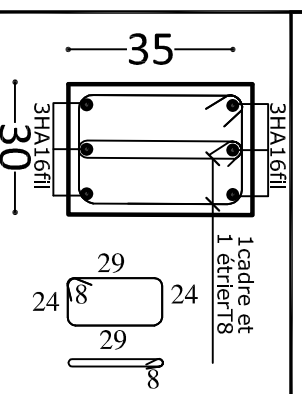
Coupe A-A/Travée



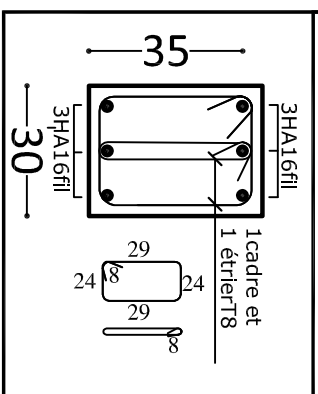
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERY DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> BOUCEBCT Lynda

-M<sup>elle</sup> CHIBANE Fariza

Dirigé par :

-M<sup>me</sup> ALCAMA.F

Titre :

FERRAILLAGE

DES POUTRES

NON ADIRÉE

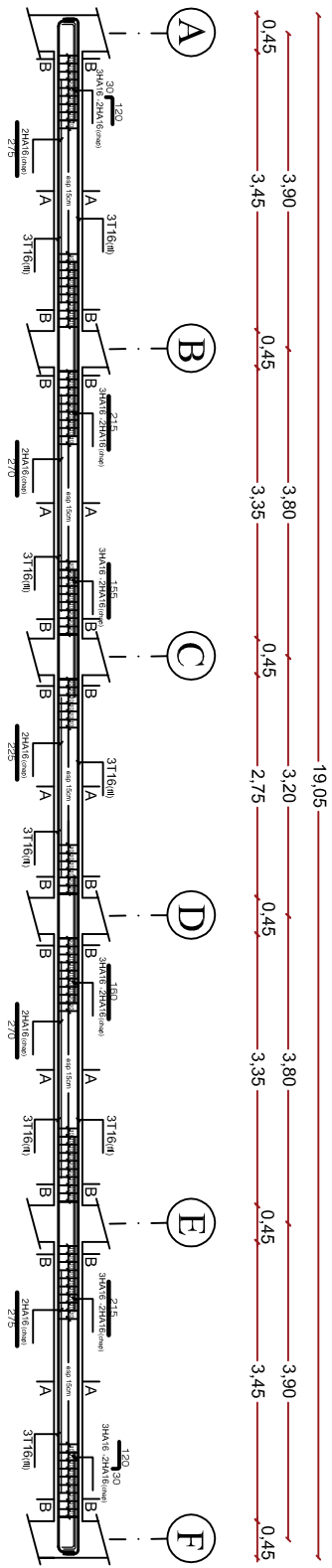
AUX VOILES

Plan N°:09

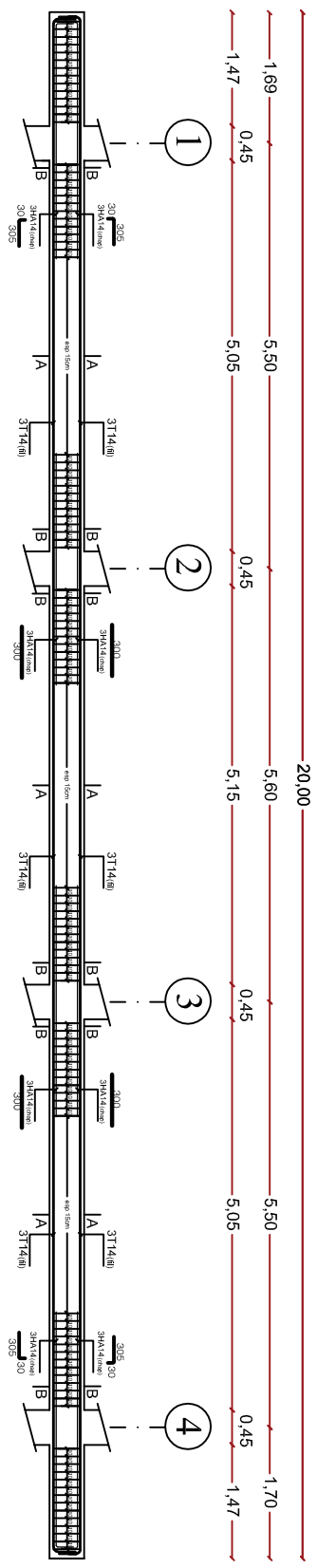
Promotion:  
2019-2020

# FERRAILLAGE DES POUTRES ADIREE AU VOILE

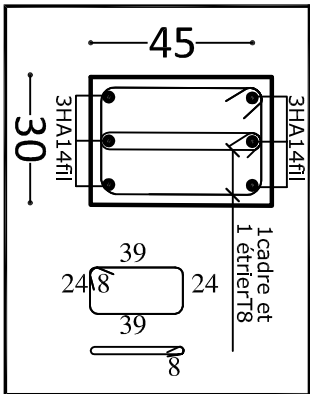
Ferrailage des poutres secondaires (30x35)cm<sup>2</sup> files 1,2,3et 4 adirée au voile



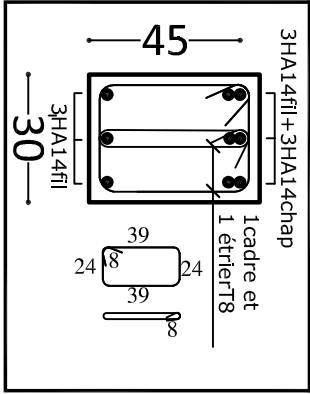
Ferrailage des poutres principales (30X45)cm<sup>2</sup> axes: A; B; C; D; E et F adirée au voile



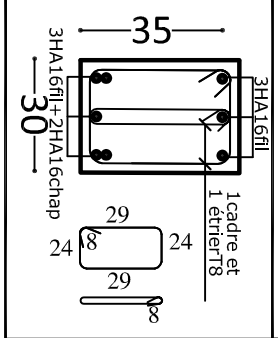
Coupe A-A/Travée



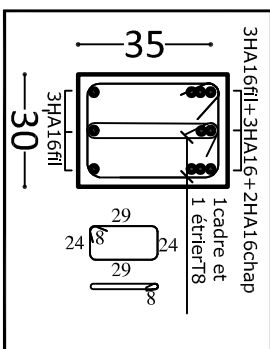
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> BOUCEBCEI Lynda  
 -M<sup>elle</sup> CHIBANE Fariza

Dirigé par :

-M<sup>me</sup> ALCAMA.F

Titre :

**FERRAILLAGE  
 DES POUTRES  
 ADIREE AU VOILE**

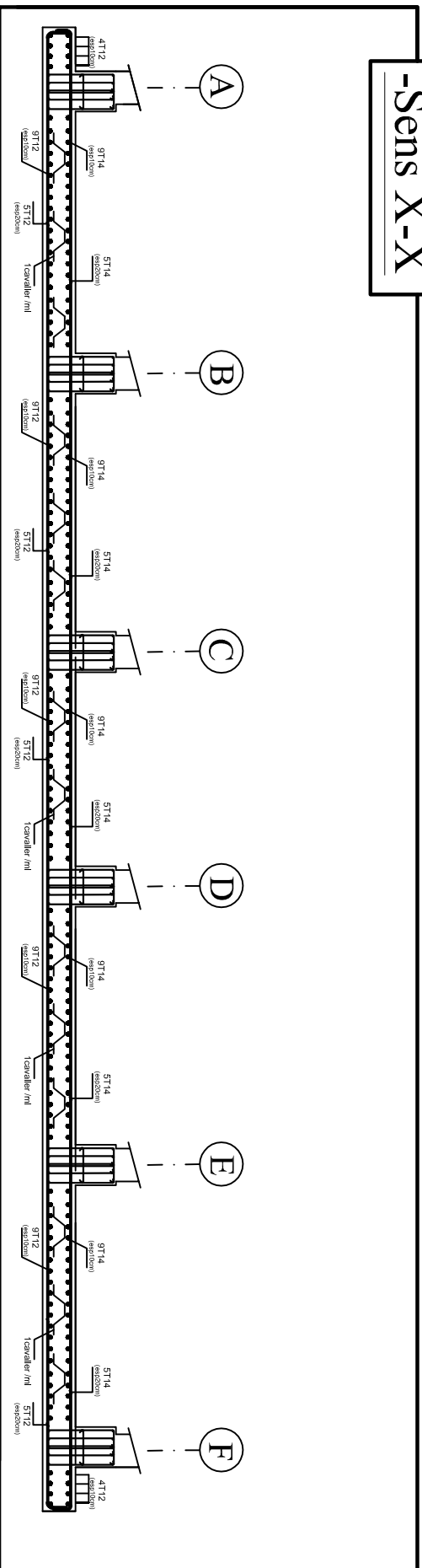
Plan N<sup>o</sup>.10

Promotion:  
 2019-2020

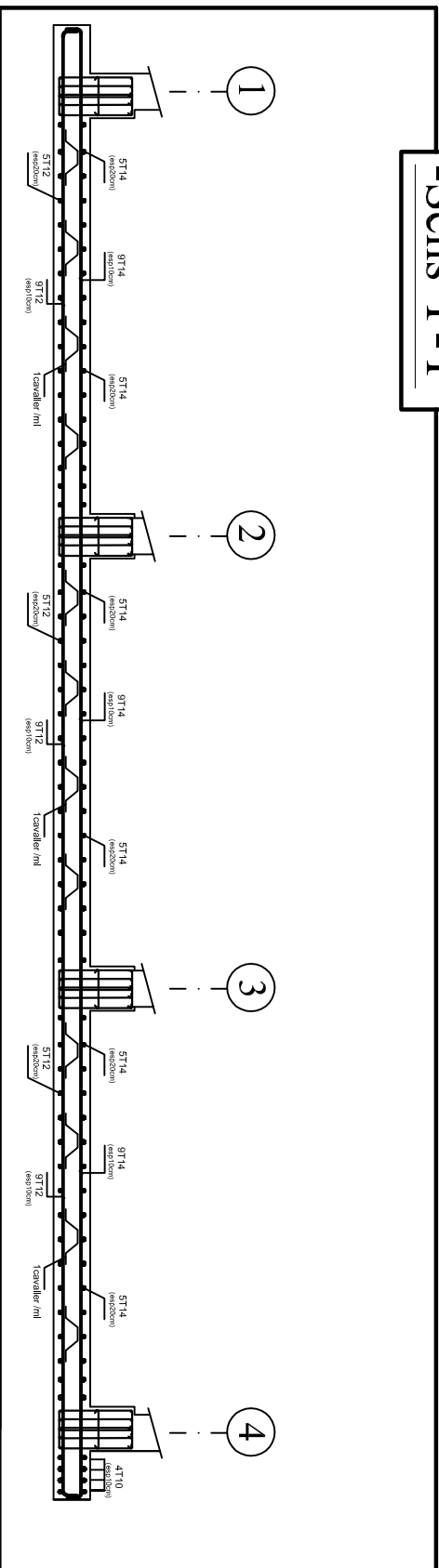


# FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=40cm:

**-Sens X-X**



**-Sens Y-Y**



**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERY DE TIZI OUZOU**  
*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> BOUCEBCL Lynda

-M<sup>elle</sup> CHIBANE Fariza

Dirigé par :

-M<sup>me</sup> ALCAMA.F

Titre :

**FERRAILLAGE  
DE LA DALLE DU RADIER**

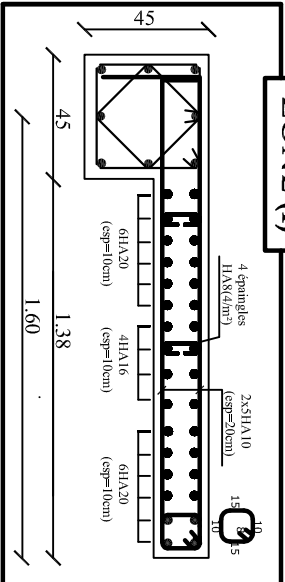
Plan N°: 08

Promotion:  
2019-2020

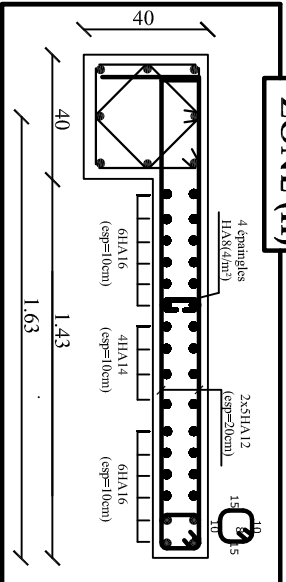
Voile Longitudinal: VL 01

-L=1.60m

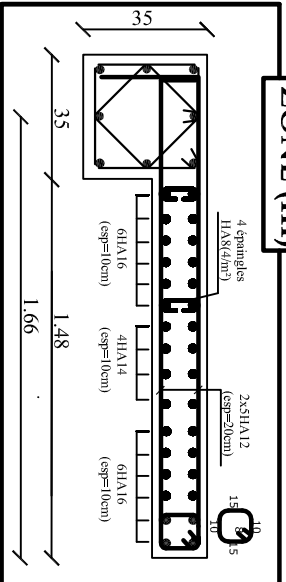
ZONE (I)



ZONE (II)



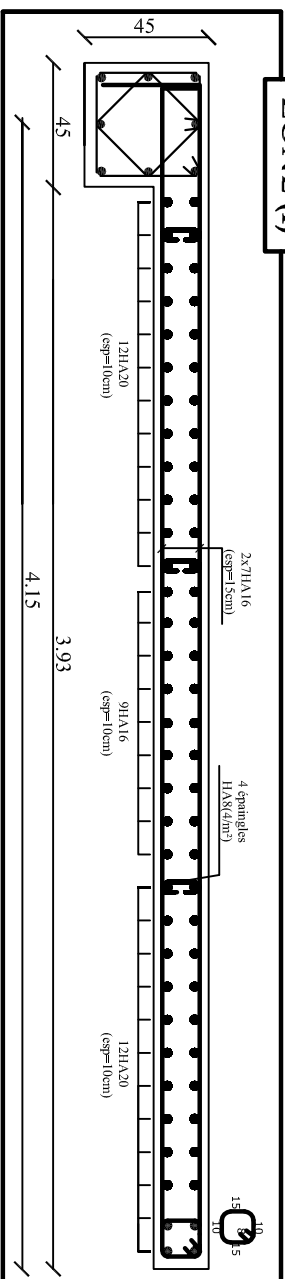
ZONE (III)



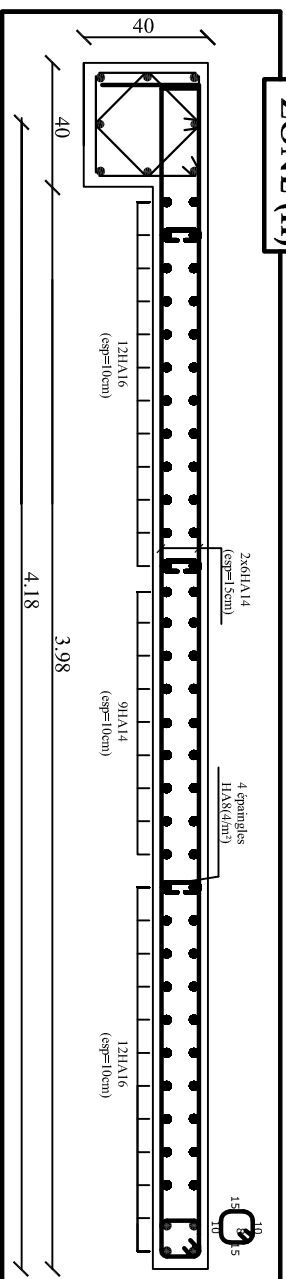
Voile Transversal : VT 01

-L=4.15m

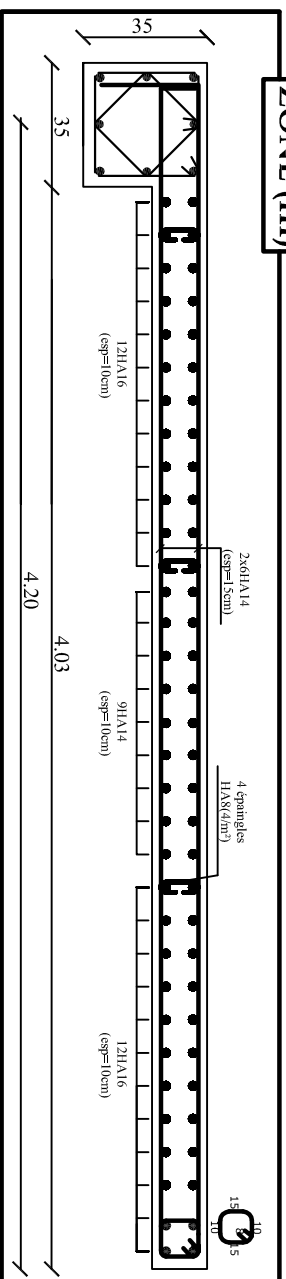
ZONE (I)



ZONE (II)



ZONE (III)



**FERRAILLAGE DES VOILES  
LONGITUDINAUX ET TRANSVERSAUX**  
VL01 et VT01  
Pour les: Zone (I), Zone (II) et Zone (III)

**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU**  
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>lle</sup> BOUCERCI Lynda

-M<sup>lle</sup> CHIBANE Fariza

Dirigé par :

-M<sup>me</sup> ALCAMALF

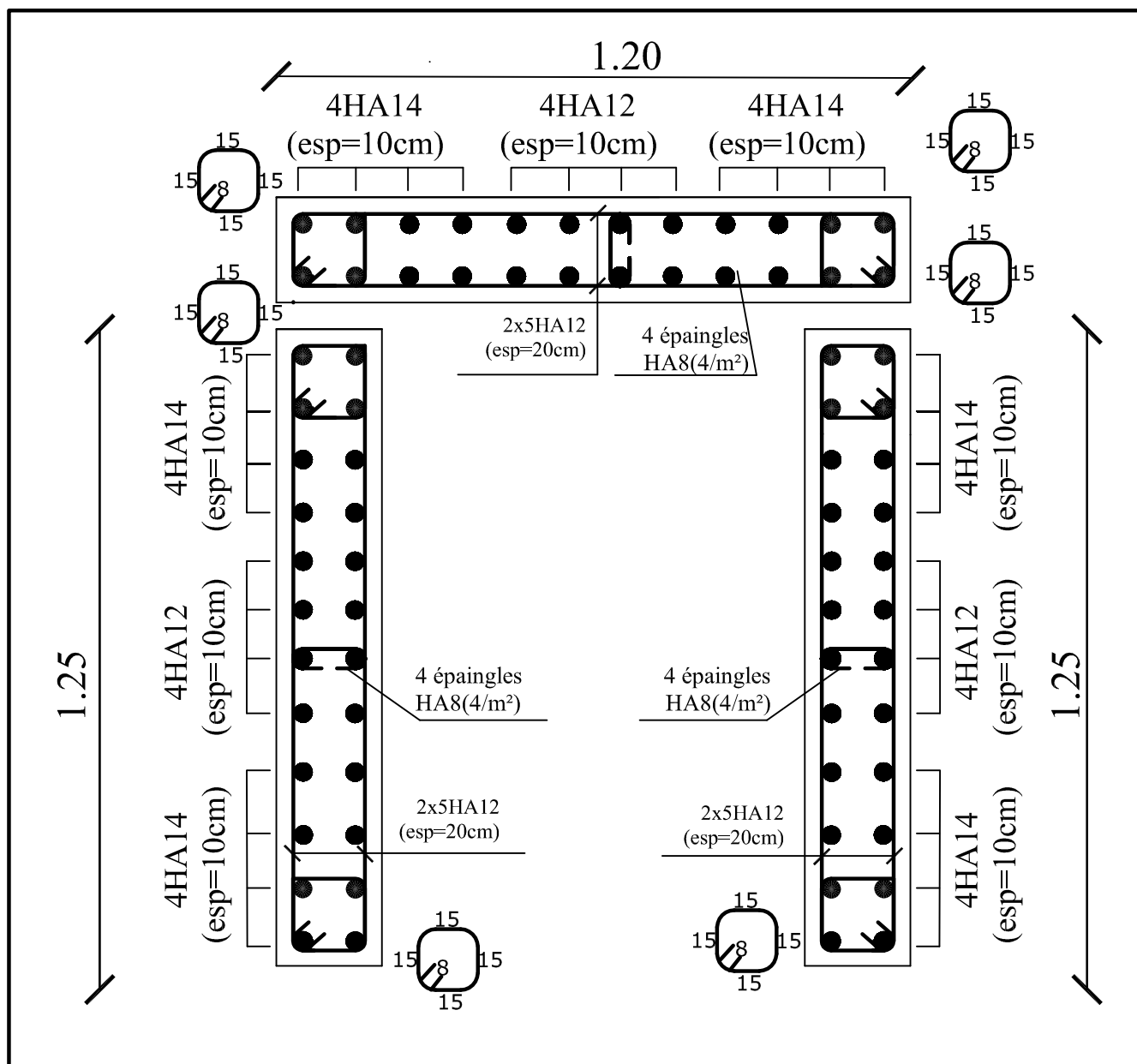
Titre :

FERRAILLAGE DES VOILES  
LONGITUDINAUX ET TRANSVERSAUX  
VL01 et VT01

Pour les: Zone (I), Zone (II) et Zone (III)

Plan N°: 12

Promotion:  
2019-2020



**Plan de Ferrailage  
des voiles (salle machine)  
Zone (I) , (II) et (III)**

**UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU**  
**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> BOUCEBCI Lynda  
-M<sup>elle</sup> CHIBANE Fariza

Dirigé par :

-M<sup>me</sup> ALCAMA.F

Titre :

Plan de Ferrailage  
des voiles (salle machine)  
**Zone (I) , (II) et (III)**

Plan N°:13

Promotion:  
2019-2020