



*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud MAMMERRI de TIZI OUZOU*



# **Mémoire de fin de cycle**

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil*  
*Option : Construction Civile et Industrielle.*

## **THEME**

*Etude d'une structure (R+5+2Sous-sols) à  
usage habitation et commerciale avec l'utilisation  
de logiciel ETABS*

*Travail réalisé par :*

*M<sup>r</sup>AKKOUCHE Mohamed*

*M<sup>r</sup>KACI MOUSSA Mohand*

*Promoteur : M<sup>r</sup> MEGHLAT M*

*2020/2021*

# Remerciements

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous Avoir Donné la foi qui nous a guidée jusqu'à la réalisation et l'aboutissement de ce projet.

Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus distingués :

À notre promoteur **Mehdi Meghlat** de nous avoir fait l'honneur d'assurer l'encadrement de notre travail.

Nous remercions également les membres du jury d'avoir consacré leur temps à la lecture de ce projet de fin d'étude et d'accepter de juger et d'évaluer ce travail.

Nous sincères remerciements à l'ensemble des intervenants de l'Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, surtout nos enseignants qui ont été toujours là pour nous aider, merci pour tout le temps et la patience que vous nous avez accordé et la bonne explication qui nous a éclairé le chemin afin de réaliser notre mémoire.

Nous remercions les plus chaleureux vont à nous chers parents pour leurs encouragements, leur patience et leur grand soutien durant toutes ces années d'études.

Un grand merci à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'achèvement de ce travail.



# Dédicaces



Je dédie ce modeste travail :

- ✚ À mes très chers parents  
Qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie,  
Qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui ont tout  
fait pour que rien n'entrave le déroulement de mes études,  
que dieu vous bénisse et vous garde.
  - ✚ À mon frère **Khaled** et ma sœur **Liticia** je leur souhaite  
une vie pleine du bonheur et de succès.
  - ✚ A mon soutien moral et source de joie et de bonheur **ma  
future femme**
  - ✚ À mon binôme **Mohamed Akkouche** .
  - ✚ À mes chers amis que je remercie pour leur soutien et leur  
encouragement.
- À toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de  
loin à la réalisation de ce travail.



**MOHAND**





# *Dédicaces*

*Ce modeste travail, achevé avec l'aide de Dieu le tout puissant.*

*Je dédie ce travail à :*

*A celle qui m'a donné la vie, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite à ma chère mère  
TASSADIT le symbole de tendresse.*

*A mon cher père LAMARA, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes mes  
années d'études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager ; à me donner de  
l'aide et à me protéger.*

*Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler.  
Que dieu leur procure une bonne santé et longue vie.*

*A mes sœurs, mes frères et mes tantes pour leur affectueux soutien moral.*

*A mon amie à qui je souhaite beaucoup de bonheur et de succès  
Je tiens à remercier mon binôme MOHAND pour sa compréhension.*

# *MOHAMED*



---

## *Sommaire*

### **Introduction générale**

#### **Plans d'architecture**

**Chapitre I :** Présentation de l'ouvrage.....1-10

**Chapitre II:** Pré dimensionnement des éléments.....11-26

#### **Chapitres III :** Calcul des éléments

**III.1.**Acrotère.....27-32

**III.2.** Planche.....32-61

**III.3.** Escalier .....61-73

**Chapitre IV.** Modélisation et vérifications de RPA.....74-94

#### **Chapitre V.** Ferrailage des éléments

**V-1-** Ferrailage des poteaux.....95-112

**V-2-** Ferrailage des poutres.....112-127

**V-3-** Ferrailage des voiles.....127-140

**Chapitre VI.** Etude de l'infrastructure.....141-166

**Chapitre VII.** Etude du mur plaque.....167-173

### **Conclusion**

### **Plans d'exécution**

### **Bibliographie**

# Liste des figures

## Liste des figures

<b>Figure</b>	<b>Titre</b>
<b>Figure I.1</b>	Schéma descriptif du mur extérieur.
<b>Figure I.2</b>	Diagramme de contrainte et déformation du béton (à l'ELU).
<b>Figure I.3</b>	Diagramme contrainte et déformation du béton (à l'ELS).
<b>Figure I.4</b>	Diagramme de contrainte-déformation de l'acier.
<b>Figure II.1</b>	Coupe transversale d'un plancher à corps creux.
<b>Figure II.2</b>	Coupe d'un voile en élévation.
<b>Figure II.3</b>	Coupe de voile en plan.
<b>Figure II.4</b>	Coupe verticale de l'acrotère.
<b>Figure II.5</b>	coupe verticale du plancher terrasse.
<b>Figure II.6</b>	coupe verticale d'un plancher d'étage courant.
<b>Figure II.7</b>	Coupe verticale d'un mur extérieur.
<b>Figure II.8</b>	Coupe verticale d'un mur intérieur.
<b>Figure II.9</b>	surface d'influence du poteau le plus sollicité.
<b>Figure II.10</b>	Loi de dégression des surcharges d'exploitation
<b>Figure III.1</b>	Coupe verticale de l'acrotère.
<b>Figure III.2</b>	Schémas statique de calcul et diagrammes des efforts.
<b>Figure III.3</b>	Schéma statique de la section de l'acrotère.
<b>Figure.III.4</b>	Ferraillage de l'acrotère.
<b>Figure.III.5</b>	Ferraillage de la dalle de compression.
<b>Figure.III.6</b>	Dimensions de la poutrelle.
<b>Figure.III.7</b>	Schéma statique de la poutrelle.
<b>Figure.III.8</b>	Moments aux appuis de la poutrelle.
<b>Figure.III.9</b>	Diagramme des moments Fléchissant à l'ELU.
<b>Figure.III.10</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.
<b>Figure.III.11</b>	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
<b>Figure.III.12</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.
<b>Figure.III.13</b>	Schéma statique de la poutrelle.
<b>Figure.III.14</b>	Moments aux appuis de la poutrelle.
<b>Figure.III.15</b>	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (type 2).
<b>Figure.III.16</b>	Diagramme des Moments fléchissant à l'ELU (type 1).
<b>Figure.III.17</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (type 2).

## Liste des figures

<b>Figure.III.18</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (type 1).
<b>Figure.III.19</b>	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (type 2)
<b>Figure.III.20</b>	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (type 1).
<b>Figure.III.21</b>	Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS (type 2).
<b>Figure III.22</b>	Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS (type 1).
<b>Figure.III.23</b>	Schéma des escaliers.
<b>Figure.III.24</b>	Schéma statique d'escalier.
<b>Figure.III.25</b>	Diagramme des efforts à l'ELU.
<b>Figure.III.26</b>	Diagramme des efforts interne à l'ELS.
<b>Figure. IV.1</b>	Différents modèles de structures prédéfinies par ETABS et lignes de grilles.
<b>Figure. IV.2</b>	Définition des propriétés mécanique des matériaux.
<b>Figure. IV.3</b>	Déplacement maximal dans le sens « xx ».
<b>Figure. IV.4</b>	Déplacement maximal dans le sens « yy ».
<b>Figure. V.1</b>	Les moments dans les poteaux.
<b>Figure. V.2</b>	Zone nodale.
<b>Figure. V.3</b>	Section d'un poteau SPC.
<b>Figure. V.4</b>	Section d'un poteau.
<b>Figure. V.5</b>	Schéma de ferrailage du poteau 40x40.
<b>Figure. V.6</b>	Schéma de ferrailage du poteau 35x35.
<b>Figure .V.7</b>	Schéma de ferrailage du poteau 30x30.
<b>Figure. V.8</b>	Classification des poutres suivant leurs groupes.
<b>Figure. V.9</b>	Ferrailage en travée d'une poutre principale PP1 en travée.
<b>Figure. V.10</b>	Ferrailage en travée d'une poutre principale PP1 sur appuis.
<b>Figure. V.11</b>	Ferrailage en travée d'une poutre principale PP2 en travée.
<b>Figure. V.12</b>	Ferrailage en travée d'une poutre principale PP2 sur appuis.
<b>Figure. V.13</b>	Ferrailage en travée d'une poutre secondaire PS1 et PS2 en travée.
<b>Figure. V.14</b>	Ferrailage en travée d'une poutre secondaire PS1 et PS2 sur appuis.
<b>Figure. V.15</b>	Ferrailage en travée d'une poutre de chaînage en travée.
<b>Figure .V.16</b>	Ferrailage en travée d'une poutre de chaînages sur appuis.
<b>Figure. V.17</b>	Disposition des armatures verticales dans les voiles.
<b>Figure. VI.1</b>	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).
<b>Figure. VI.2</b>	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).
<b>Figure. VI.3</b>	Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).
<b>Figure.VI.4</b>	Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens longitudinal)
<b>Figure. VI.5</b>	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

## Liste des figures

---

<b>Figure. VI.6</b>	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal)
<b>Figure .VI. 1</b>	Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens transversal).
<b>Figure.VI. 2</b>	Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens transversal).
<b>Figure.VII.3</b>	Schéma statique du Mur plaque.
<b>Figure.VII.2</b>	Diagramme des contraintes.
<b>Figure.VII.3</b>	Ferraillage du mur plaque.

## Liste des tableaux

### Liste des tableaux

Tableau	Titre
Tableau I.1	Caractéristiques des aciers utilisés.
Tableau II.1	Charges permanentes (G) Plancher terrasse inaccessible.
Tableau II.2	Charges permanentes (G) Plancher étage.
Tableau II.3	Charges permanentes (G) dalles pleines.
Tableau II.4	Charges permanentes (G) murs extérieurs.
Tableau II.5	Charges permanentes (G) murs intérieurs.
Tableau II.6	Surcharges d'exploitation.
Tableau II.7	Résumé des sections obtenues par la descente de charges.
Tableau III.1	Récapitulatif des résultats obtenus.
Tableau.III.2	Récapitulatif des résultats obtenus.
Tableau.III.3	Récapitulatif des résultats obtenus.
Tableau III.4	Récapitulatif des résultats obtenus.
Tableau IV.1	Tableau des modes et de la masse participante.
Tableau IV.2	Facteur de qualité Q.
Tableau IV.3	Récapitulatif des résultats.
Tableau IV.4	Vérification sous sollicitation normal (Effort normal réduit).
Tableau IV.5	Déplacements relatifs sous l'action Ex.
Tableau IV.6	Déplacements relatifs sous l'action Ey.
Tableau IV.7	Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.
Tableau V.1	Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.
Tableau V.2	Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA.
Tableau V.3	Délimitation des zones nodales.
Tableau V.4	Sollicitations dans les poteaux.
Tableau V.5	Ferraillage des poteaux à l'ELU.
Tableau V.6	Valeurs de $\ll\lambda_g\gg$ et de $\ll\rho_a\gg$ pour les différentes sections des poteaux.
Tableau V.7	Détermination des armatures transversales des poteaux.
Tableau V.8	Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentés.
Tableau V.9	Vérification des ferraillements à l'ELS.
Tableau V.10	Vérification des contraintes.
Tableau V.11	Récapitulatif du ferraillage des poteaux.
Tableau V.12	Section des armatures longitudinales.

## Liste des tableaux

<b>Tableau V.13</b>	Ferraillage des poutres principales.
<b>Tableau V.14</b>	Ferraillage des poutres secondaires.
<b>Tableau V.15</b>	Ferraillage des poutres de chainages.
<b>Tableau V.16</b>	Vérification aux cisaillements.
<b>Tableau V.17</b>	Influence de l'effort tranchant sur le béton.
<b>Tableau V.18</b>	Influence de l'effort tranchant sur l'acier.
<b>Tableau V.19</b>	Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.
<b>Tableau V.20</b>	Vérifications des contraintes à L'ELS.
<b>Tableau V.21</b>	Ferraillage du Voile VL1.
<b>Tableau V.22</b>	Ferraillage du Voile VL2.
<b>Tableau V.23</b>	Ferraillage du Voile VL3.
<b>Tableau V.24</b>	Ferraillage du Voile VT1.
<b>Tableau V.25</b>	Ferraillage du Voile VT2.
<b>Tableau VI.1</b>	Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).
<b>Tableau VI.2</b>	Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).
<b>Tableau .VI.1</b>	Surface des semelles filantes sous poteaux.
<b>Tableau.VI. 2</b>	Surface du raider.
<b>Tableau. VI.3</b>	Sollicitation à la base du radier.
<b>Tableau.VI. 4</b>	Vérification de la contrainte de cisaillement.
<b>Tableau .VI.5</b>	Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal).
<b>Tableau.VI. 6</b>	Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).
<b>Tableau.VI. 7</b>	Chargement de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS.
<b>Tableau .VI. 8</b>	Moment de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS.
<b>Tableau.VI. 9</b>	Ferraillage de la dalle du radier (X-X).
<b>Tableau.VI. 10</b>	Ferraillage de la dalle du radier (Y-Y).
<b>Tableau .VI. 11</b>	Vérification de l'espacement.
<b>Tableau .VI.12</b>	Vérification de la contrainte tangentielle.

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau.VI. 13</b>	Verification à l'ELS.
<b>Tableau.VI. 14</b>	Sollicitation de calcul.
<b>Tableau.VI. 15</b>	Ferraillage de débord.
<b>Tableau.VI. 16</b>	Vérification des contraintes dans les aciers.
<b>Tableau.VI. 17</b>	Vérification des contraintes dans le béton.
<b>Tableau.VI. 18</b>	Répartitions simplifiée des chargements.
<b>Tableau.VI. 21</b>	Charge revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).
<b>Tableau.VI. 22</b>	Charge revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).
<b>Tableau.VI. 23</b>	Moment fléchissant et effort tranchant (x-x).
<b>Tableau.VI. 24</b>	Moment fléchissant et effort tranchant (y-y).
<b>Tableau.VI. 19</b>	Le ferraillage adopté pour la nervure.
<b>Tableau.VI. 26</b>	Armature transversal.
<b>Tableau.VI. 20</b>	Vérification de la condition de non fragilité.
<b>Tableau .VI. 21</b>	Vérification de la contrainte de cisaillement.
<b>Tableau .VI. 22</b>	Vérification à l'ELS.
<b>Tableau VI. 30</b>	Vérification de la stabilité au renversement.
<b>Tableau .VII.1</b>	Ferraillage de mur plaque.
<b>Tableau.VII.23</b>	Vérification des contraintes à l'ELS.

# **Introduction**

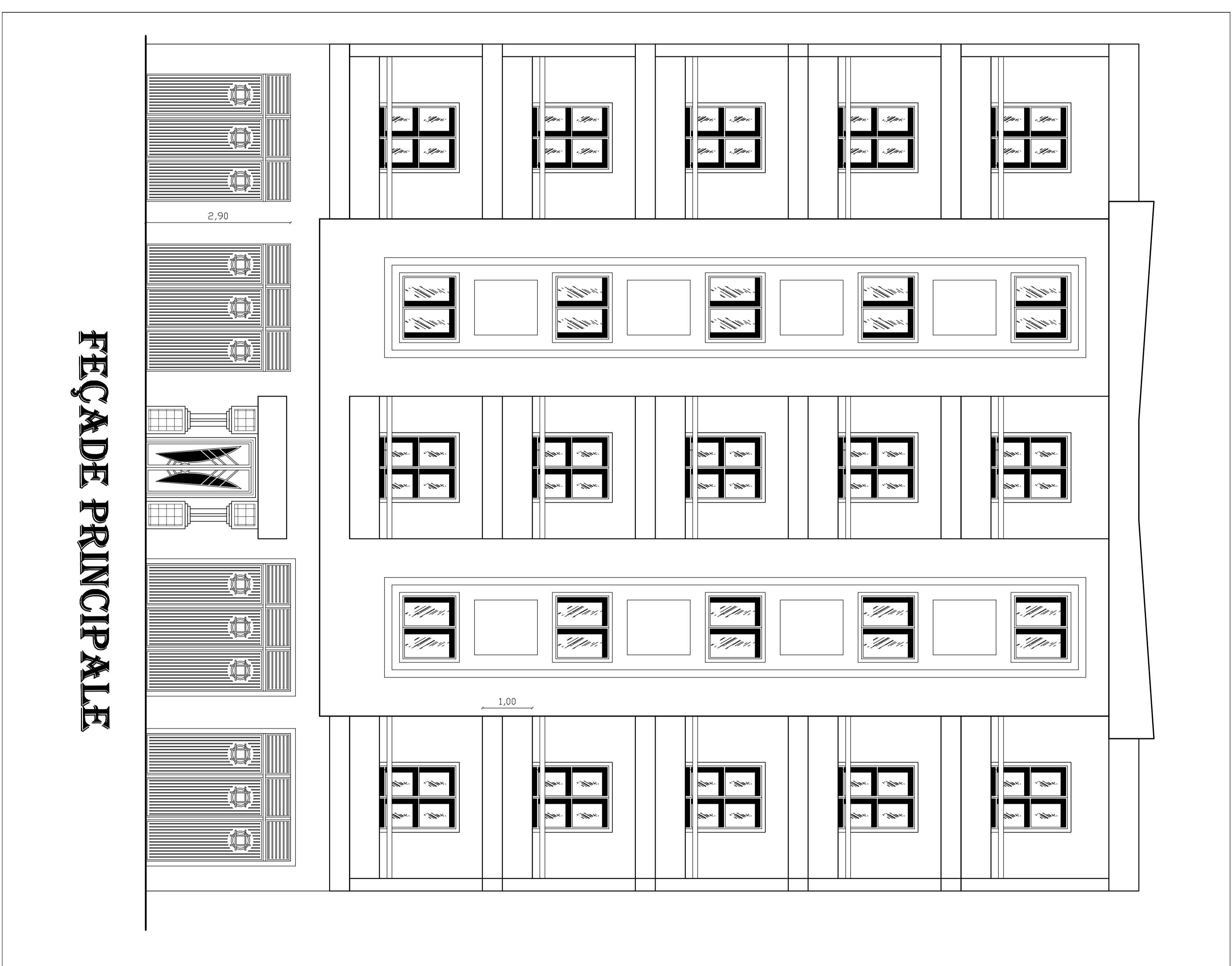
De toutes les catastrophes naturelles, les secousses sismiques ont les effets les plus destructeurs ; Le séisme l'est donc, en tant que chargement dynamique, la plus importante et la plus dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et le calcul des structures.

Le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003) donne une ligne de conduite à respecter pour obtenir un niveau de sécurité satisfaisant, les calculs seront donc conformes à ses règles ainsi qu'aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage, la sécurité des usagers, tout en minimisant le coût, et ce, en fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés, du terrain d'implantation de l'ouvrage.

Après avoir présenté l'ouvrage à étudier et les différents matériaux utilisés (notamment l'acier et le béton), un pré-dimensionnement des éléments et une descente de charges s'impose afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier.

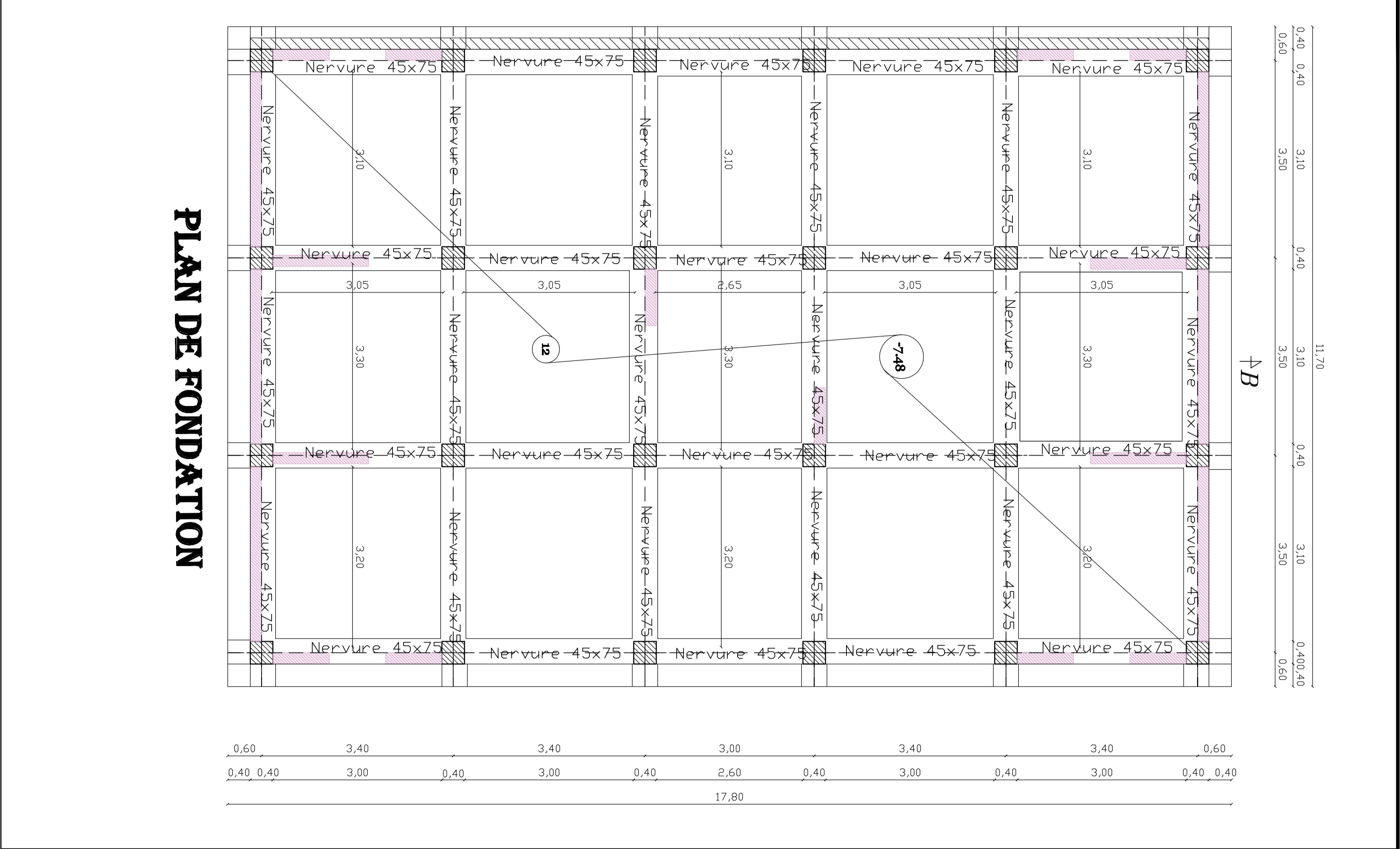
Par la suite, vient le calcul et le ferrailage des éléments secondaires de la structure (escaliers, planchers, ...) après avoir défini leurs différentes sections ainsi que leurs charges et surcharges.

Une modélisation par le logiciel ETABS à été menée, on fait pour notre structure, l'exploitation des résultats obtenus, nous a permis de procéder aux différentes vérifications réglementaires avant de déterminer le ferrailage nécessaire des éléments structuraux (les poutres, les poteaux et les voiles).

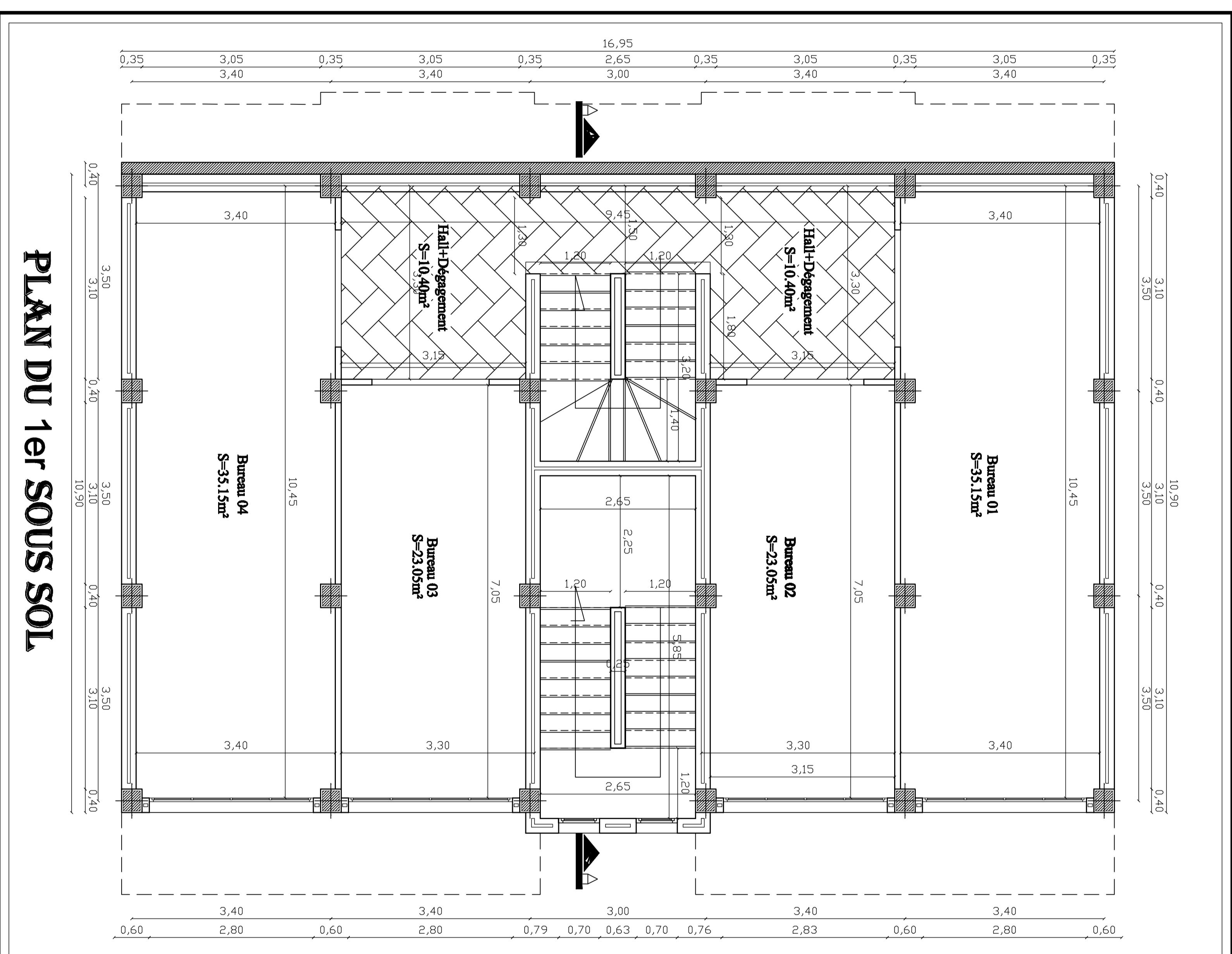


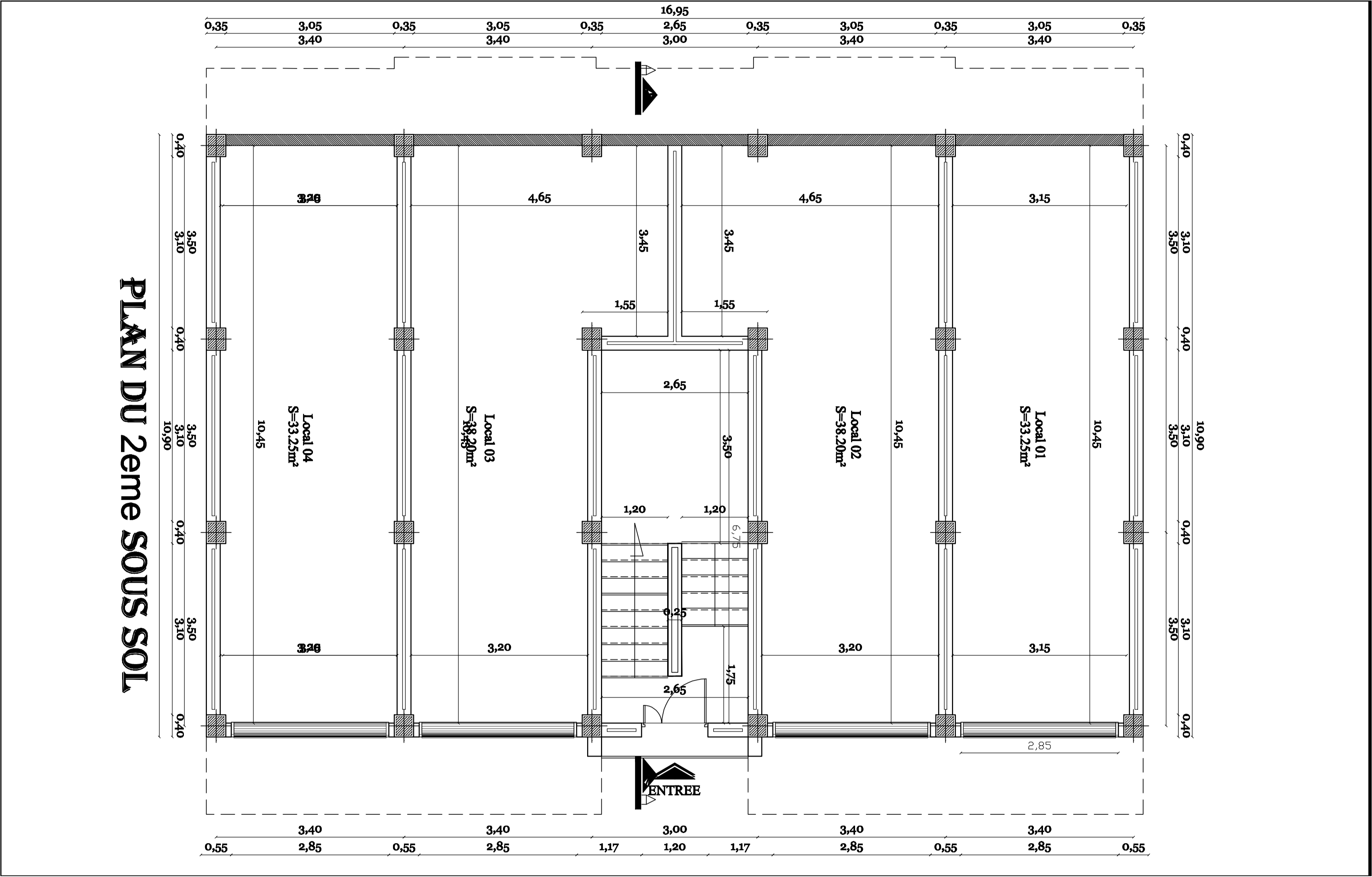
**FACADE PRINCIPALE**

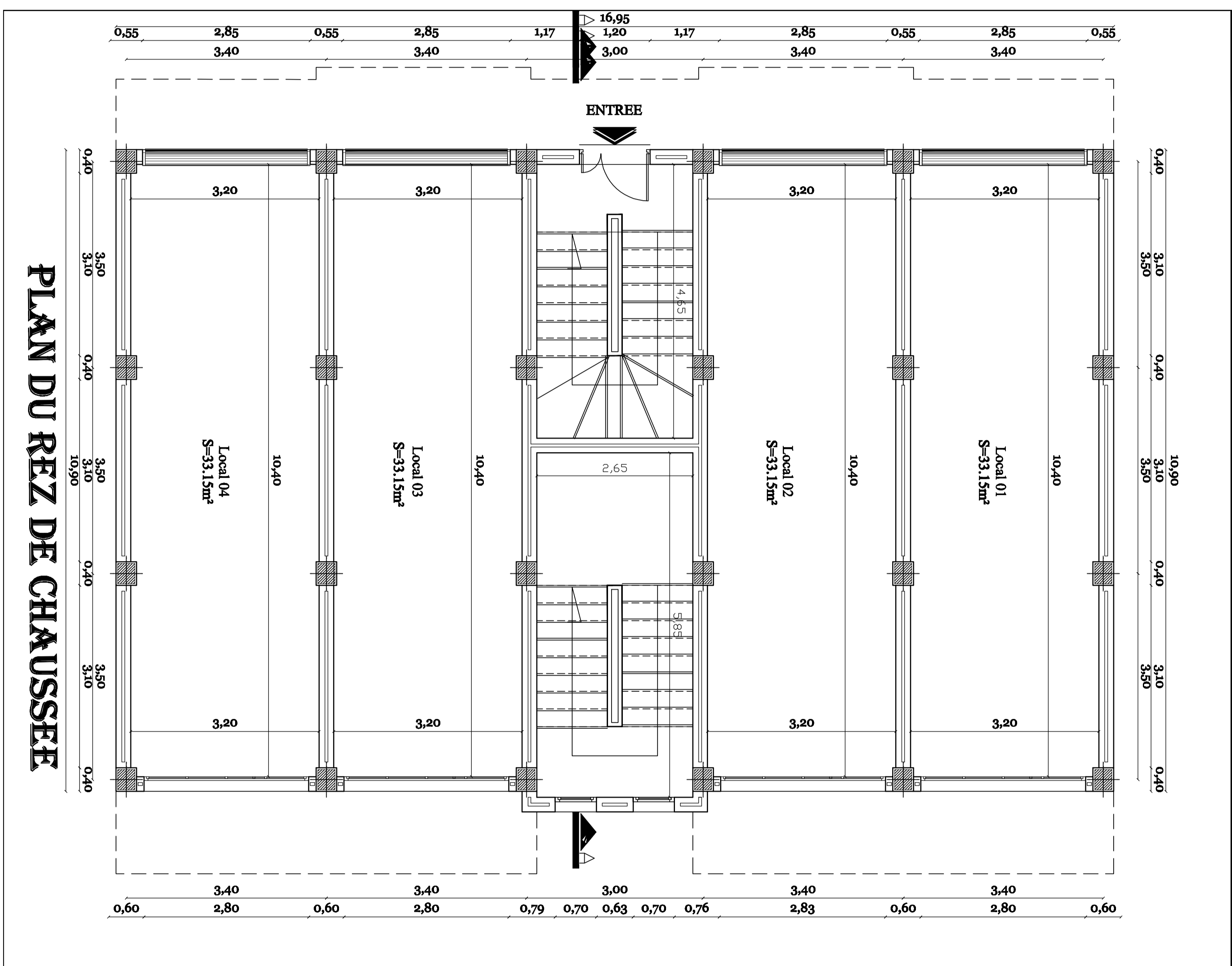


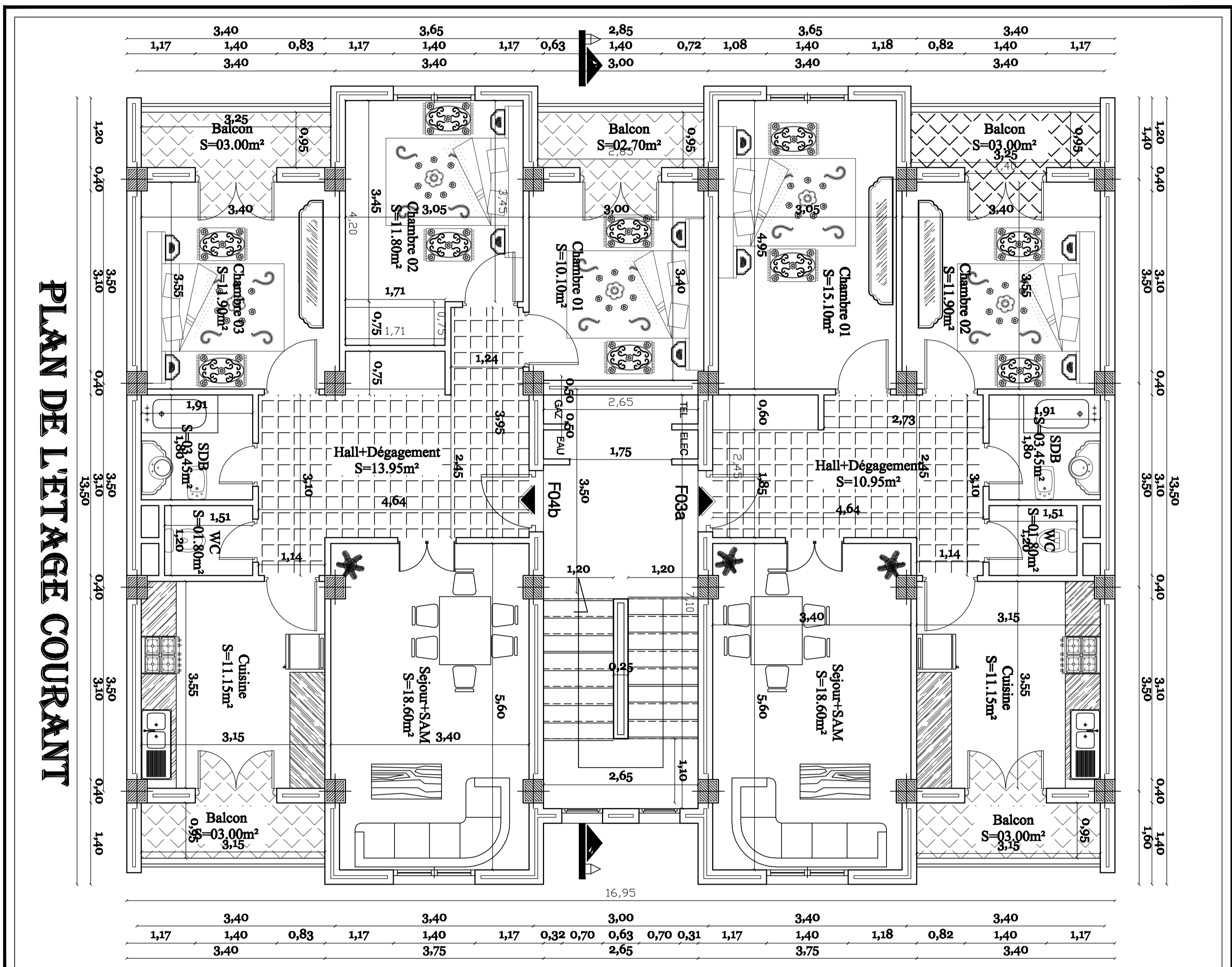


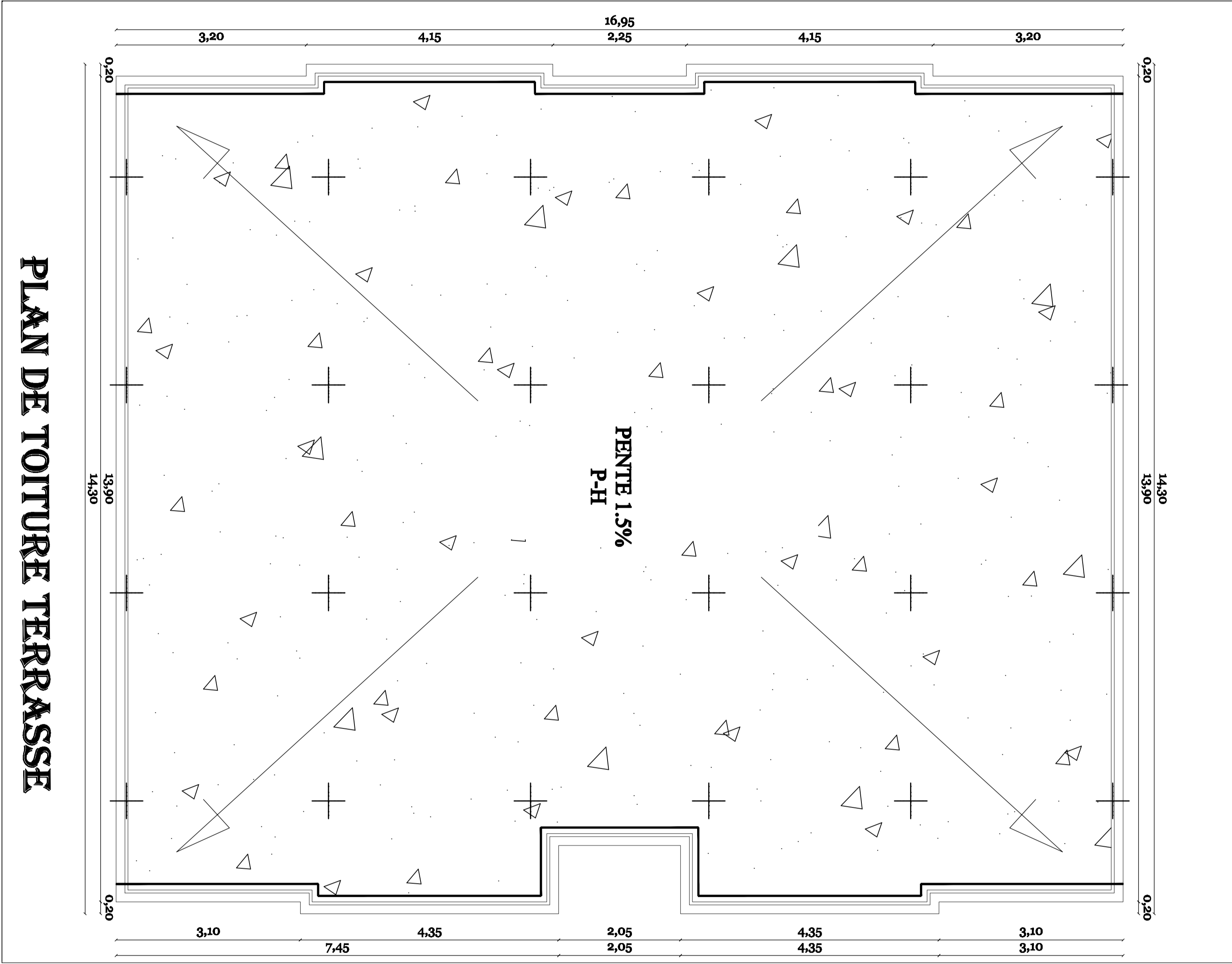
**PLAN DE FONDATION**











# CHAPITRE I

*Présentation et description de  
l'ouvrage*

## **I. Introduction**

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale du bâtiment).
- Ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

Pour la conception de l'ouvrage on à utiliser le béton et l'acier, Nos calculs seront conformes aux règlements suivant :

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99).
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93).
- Document Technique Réglementaire (DTR-B.E. 1.31) : Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.

### **I.1. Description de l'ouvrage**

Notre projet consiste l'étude d'une structure (R+5+2Sous-sols) à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage sera implanté à DRAA EL MIZAN qui est classée selon le RPA99/Version 2003 comme zone de moyenne sismicité (II<sub>a</sub>). Cet ouvrage est composé de:

- Deux (02) sous sols.
- Un RDC.
- Cinq (05) étages.
- Une (01) cage d'escalier.
- Une terrasse inaccessible.

#### **I.1.1 : Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architectures du projet. Ces caractéristiques sont données comme suit :

- Hauteur totale ..... 26, 86 m
- Hauteur de l'étage courant ..... 3, 06 m

- Hauteur du RDC.....4,08 m
- Hauteur du 1<sup>er</sup> Sous-sol ..... 3.40 m
- Hauteur du 2<sup>eme</sup> Sous-sol ..... 4, 08 m
- Longueur totale du bâtiment ..... 13,50 m
- Largeur totale du bâtiment ..... 16.95m

**I.1.2 : Les éléments de l'ouvrage :**

➤ **La superstructure :**

C'est la partie de la construction située au dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qu'isont :

❖ **L'ossature :**

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux et poutres) ainsi qu'un ensemble de voiles en béton armé coulés sur place disposés dans les deuxsens (longitudinal et transversal).

❖ **Les planchers :**

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux (charge permanente et variable) qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux ou en dalle pleine (hourdis + une dalle de compression), qui reposent sur des poutrelles préfabriquées, des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

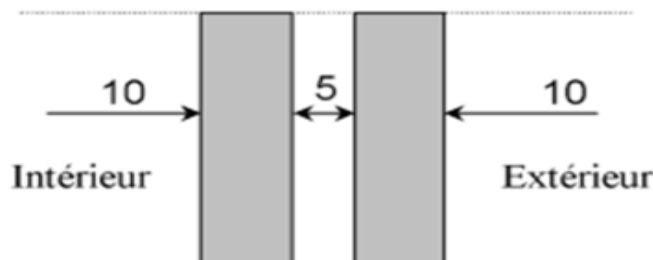
❖ **Les escaliers :**

Le bâtiment est muni de d'une cage d'escalier ; composée de paliers, de palliasses réalisées en béton armé coulées sur place.

❖ **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs :** murs de 25 cm d'épaisseur, réalisés en double cloison de briquescreuses séparées par une lame d'air d'une épaisseur de 5 cm (10+5+10).



**Figure. I.1 :** Schéma descriptif du mur extérieur

- **Les murs intérieurs** : murs de séparation réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

### ❖ Les revêtements :

- Mortier de ciment pour les murs extérieurs et façades.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit pour les plafonds salles d'eau et cuisines.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs des cuisines et les salles d'eau.

### ❖ Coffrage :

Deux types de coffrage :

- Un coffrage métallique pour les voiles a fin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.
- Un coffrage classique en bois pour les portiques.

### ❖ Terrasse :

La terrasse de notre bâtiment est inaccessible.

### ❖ L'acrotère :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse.

- **L'infrastructure** : C'est la partie de la construction située au dessous du sol, elle contient :

### ❖ Les fondations:

C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharges de la construction au sol (des semelles isolées, des semelles filantes, un radier général ou des semelles sur pieux). Le choix de types de fondation dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

## I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### I.2.1 : Le béton :

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), eau de gâchage et d'un liant hydraulique qui est le ciment. Mais de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge du béton.

#### ❖ Résistance caractéristique du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  (à  $j$  jours d'âge) est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

La valeur de la résistance à la compression à 28 jours d'âge ( $f_{c28}$ ) est utilisée le plus souvent,

Selon l'article A.2.1-1-1 du BAEL 91, lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de jours ( $j$ ) est inférieur à 28 jours (en cours d'exécution), on se réfère à la résistance caractéristique  $F_{cj}$  obtenue au jour considéré, tel que :

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

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

#### ❖ Résistance caractéristique du béton à la traction :

Selon l'article (A.2.1-1-2 du BAEL 91), la résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par ces relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa. } f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour  $j = 28$  j, on a :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1$  MPa.

#### ❖ Contrainte limite ultime de résistance à la compression:

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par

(art A.4.3-4-1BAEL91) :  $f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.

- pour  $\gamma_b = 1,50$  (en situation courante)  $\rightarrow f_{bc} = 14,20$  MPa.

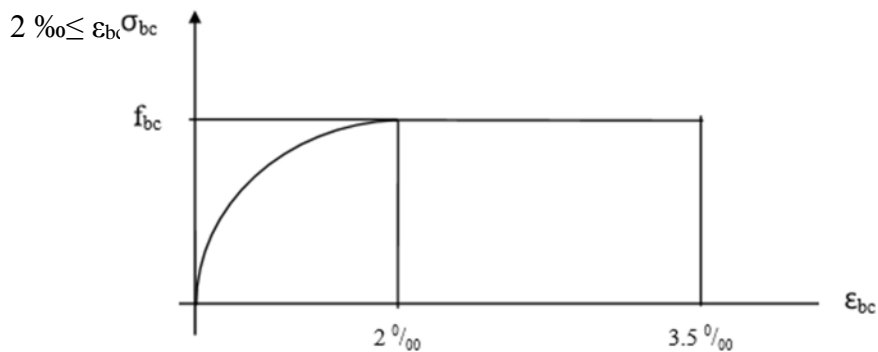
- pour  $\gamma_b = 1,15$  (en situation accidentelle)  $\rightarrow f_{bc} = 21,74$  MPa.

$\theta$ : coefficient tenant compte de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$  si la durée d'application est supérieure à 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 inférieure à 1 heure.

Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "parabole – rectangle" Ce diagramme est constitué :

- D'un tronç de courbe parabolique (état élastique) où la déformation relative :  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$
- D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative :

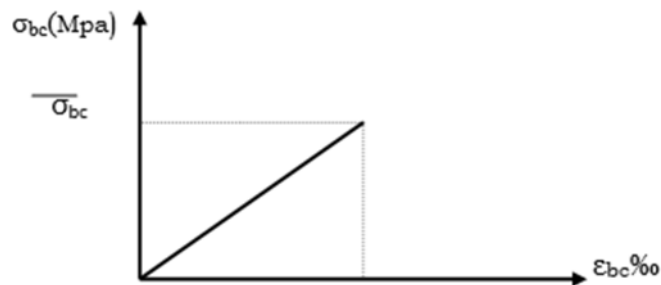


**Figure. I.2 :** Diagramme de contrainte et déformation du béton (à l'ELU)

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faible on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique ce qui donne un diagramme de «contrainte– déformation» linéaire :



**Figure. I.3 :** Diagramme contrainte et déformation du béton (à l'ELS)

❖ **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article (A.5.1-2-1 du BAEL91):

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

$\tau_u = \min [0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$   
 nuisible.

cas où la fissuration est peu

$\tau_u = \min [0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$   
 préjudiciable.

cas où la fissuration est préjudiciable ou très

❖ **Module d'élasticité:**

Le module d'élasticité est défini comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. On distingue :

- ✓ **Module d'élasticité instantané (art A-2.1.21 BAEL 91) :** Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$

- ✓ **Module d'élasticité différée : (art A-2.1.22 BAEL 91)** Lorsque la contrainte normale appliquée en longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton on prend un module égal :  $E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_v = 10819 \text{ MPa}$

- ✓ **Module d'élasticité transversale:**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{MPa}]$$

E : Module de Young (module d'élasticité).

$\nu$ : Coefficient de poisson.

- ❖ **Coefficient de poisson : (art A-213 BAEL).**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$  à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$  à l'état limite ultime (ELU).

**I.2.2. Les aciers**

L'acier présente une très bonne résistance à la traction et présente, dans le cas de faibles élancements, une bonne résistance à la compression. Etant un matériau très ductile, l'acier peut subir de très importantes déformations avant sa rupture.

L'acier est un alliage fer - carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs (de 0,15 à 0,25 % de carbone).
- Aciers durs (de 0,25 à 0,40 % de carbone).

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA).

Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage, elles forment un panneau de treillis soudés (TS).

Pour le présent projet, deux types d'armatures seront utilisées, le tableau ci-dessous nous donne leurs principales caractéristiques :

**Tableau. I.1** : Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration [η]	Coefficient de scellement [ψ <sub>s</sub> ]
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

▪ **Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200\,000\text{ MPa}$  (**article A.2.2-1 du BAEL 91**)

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

▪ **Coefficient de POISSON :**

Le coefficient de POISSON des aciers est pris égal à :  $\nu = 0,3$ .

▪ **Contraintes limite :**

- **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le BAEL91 (art .A.4.3.2)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$  situation durable

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle

- **Exemple :**

	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
$f_e = 400\text{ MP}_a$	$\sigma_{st} = 348\text{ MP}_a$	$\sigma_{st} = 400\text{ MP}_a$
$f_e = 520\text{ MP}_a$	$\sigma_{st} = 450\text{ MP}_a$	$\sigma_{st} = 520\text{ MP}_a$

- **Contrainte limite du service (ELS) :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, pour limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles **BAEL 91 (A.4.5.3)** on distingue trois cas de fissures :

- **Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art 4.5.32)** aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.33)** c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce cas, la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{28}})$$

**n** : coefficient de fissuration.

$n = 1,6$  ..... pour les aciers à Haute Adhérence (HA) si  $\varnothing \geq 6\text{mm}$

$n = 1,3$  ..... pour les aciers à Haute Adhérence avec  $\varnothing < 6\text{mm}$

**Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.34)** Dans le cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

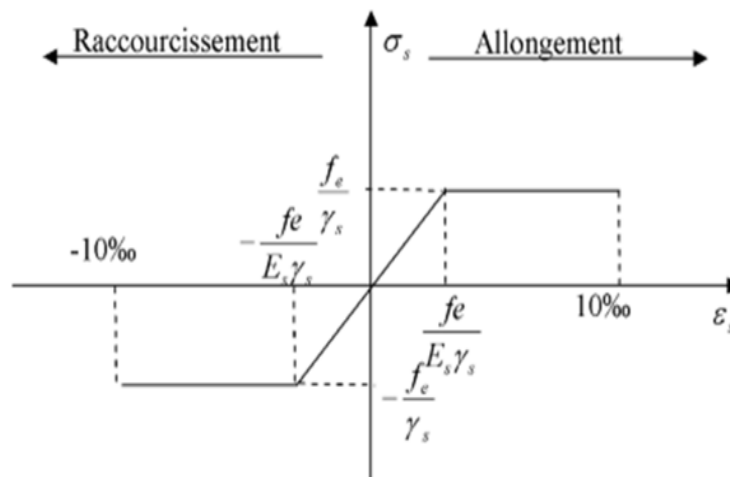
$$\sigma_s = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{n \cdot f_{t28}})$$

n : coefficient de fissuration

n= 1..... pour les rondes lisse (r.l)

n=1,6.....pour les aciers à Haute Adhérence (HA)

**Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.2/BAEL 91)**



**Figure. I.4 :** Diagramme de contrainte-déformation de l'acier

- **Protection des armatures :**

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur ; l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91modifiées 99] :

**c ≥ 5cm:** pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

**3 ≤ c < 5 :** pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

**1 ≤ c < 3 :** pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

### Conclusion

Après avoir procédé à la description de l'ouvrage on va entamer le pré-dimensionnement de notre structure.

# CHAPITRE II

## *Pré-dimensionnement des éléments*

## II. Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires, chaînage), les poteaux, les voiles et la toiture.

### II.1. Pré-dimensionnement des éléments:

#### ❖ Les poutres

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- $h_t$  : hauteur comprise entre  $L/15 \leq h_t \leq L/10$ .
- $b$  : largeur comprise entre  $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$ .
- $L_{max}$  : portée libre entre nus d'appuis.

#### a) Poutres principales :

Elles ont pour longueur :  $L_{max} = 350 - 25 = 325$  cm

- La hauteur de la Poutre est :

$$325/15 \leq h_t \leq 325/10 \Rightarrow 21,66 \leq h_t \leq 32,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ soit } h_t = \mathbf{30cm}.$$

- La largeur de la Poutre est :

$$0,4 (30) \leq b \leq 0,7 (30) \Rightarrow 12,00 \leq b \leq 21 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ soit } b = \mathbf{25 cm}.$$

#### b) Poutres secondaires :

- La hauteur de la Poutre :  $L_{max} = 340 - 25 = 315$  cm

$$315/15 \leq h_t \leq 315/10 \Rightarrow 21 \leq h_t \leq 31,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ soit } h_t = \mathbf{30cm}$$

- La largeur de la poutre :

$$0,40 (30) \leq 0,70 (30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ soit } b = \mathbf{25cm}$$

Donc les sections adoptées sont comme suit :

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

#### c) La poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé ; elle repose sur deux appuis des poutres principales elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures ; ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux. Et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **Hauteur**

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

Avec :

**L<sub>max</sub>** : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$$340/15 \leq h_t \leq 340/10 \quad \text{Donc : } 22,66\text{cm} \leq h_t \leq 34\text{cm}$$

On adopte une hauteur :  $h_t = \mathbf{30 \text{ cm}}$ .

- **Largeur**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$0.4 \times 30\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 30\text{cm} \quad \text{Donc : } 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

On adoptera une largeur :  $b = \mathbf{20 \text{ cm}}$

#### d) Poutre palier

La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire (**bxh**), considérée comme semi encastrée dans les poteaux .Elle est destinée à supporter son poids propre, et une partie du poids de l'escalier.

- **Hauteur**

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

$$L_{\max} / 15 \leq h_t \leq L_{\max} / 10 \quad \text{Avec :}$$

**L<sub>max</sub>** : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

**h<sub>t</sub>** : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 300\text{cm} \quad 300 / 15 \leq h_t \leq 300 / 10 \quad \text{Donc : } 20 \text{ cm} \leq h_t \leq 30 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1)**, on opte pour  $h_t = \mathbf{30 \text{ cm}}$ .

- **Largeur**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4 \times 30\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 30\text{cm} \quad \text{Donc : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Avec : **b** : La largeur de la poutre

On opte pour  $b = \mathbf{25 \text{ cm}}$ .

#### ❖ Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 > 20 \text{ cm} \quad \text{condition Vérifiée.}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{cm} \quad \text{condition Vérifiée.}$$

$$h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 30/25 = 1,2 < 4 \quad \text{condition Vérifiée.}$$

**Poutres principales**       $(\mathbf{25 \times 30}) \text{ cm}^2$

**Poutres secondaires**     $(\mathbf{25 \times 30}) \text{ cm}^2$

**Poutre de chaînage**     $(\mathbf{20 \times 30}) \text{ cm}^2$

**Poutre palier**             $(\mathbf{25 \times 30}) \text{ cm}^2$

## II.2 : Pré-dimensionnement des planchers :

### ❖ Plancher en corps creux :

Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudés, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq L/22.5 \dots \dots \dots (\text{B.6.8.424 du BAEL91 modifié 99})$$

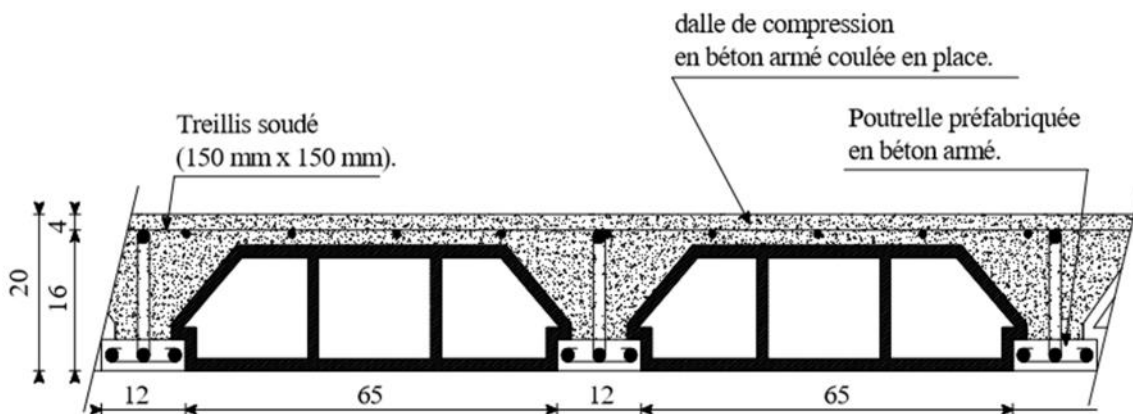
$L_{\max}$  : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

$$L = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 315 / 22,5 = 14 \text{ cm}$$

**Epaisseur adoptée** : plancher de 20 cm d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).



**Figure. II.1:** Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

### ❖ Plancher en dalle pleine :

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

#### ➤ Condition de résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de résistance au feu.

$e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$  pour quatre heures de résistance au feu.....épaisseur de la dalle pleine.

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu, c'est-à-dire :

$$e_p = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Isolation acoustique : (règles techniques CBA 93)**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de 350 kg/m<sup>2</sup>.

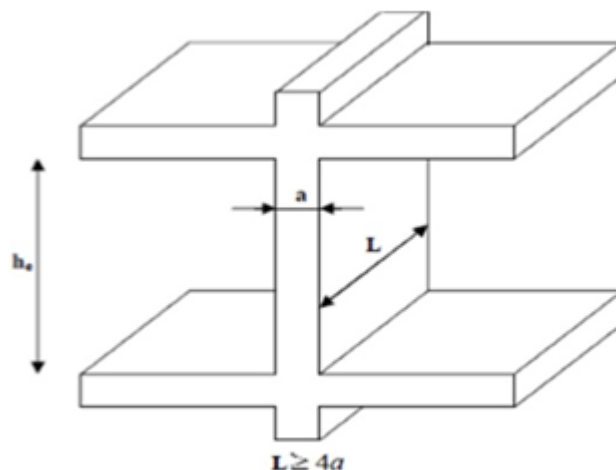
L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

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

On opte pour une épaisseur de **e=15 cm**

### II.3 : Pré-dimensionnement des voiles :

Leur dimensionnement sera conforme au **RPA 99(Art 7.7.1)**. Les éléments satisfaisant la condition  **$L_{\min} \geq 4a$**  seront considérés comme des voiles et dans le cas contraire, seront considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur du voile « **a** » sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  **$h_e$**  et de la rigidité aux extrémités telle que l'épaisseur minimale des voiles  **$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$**



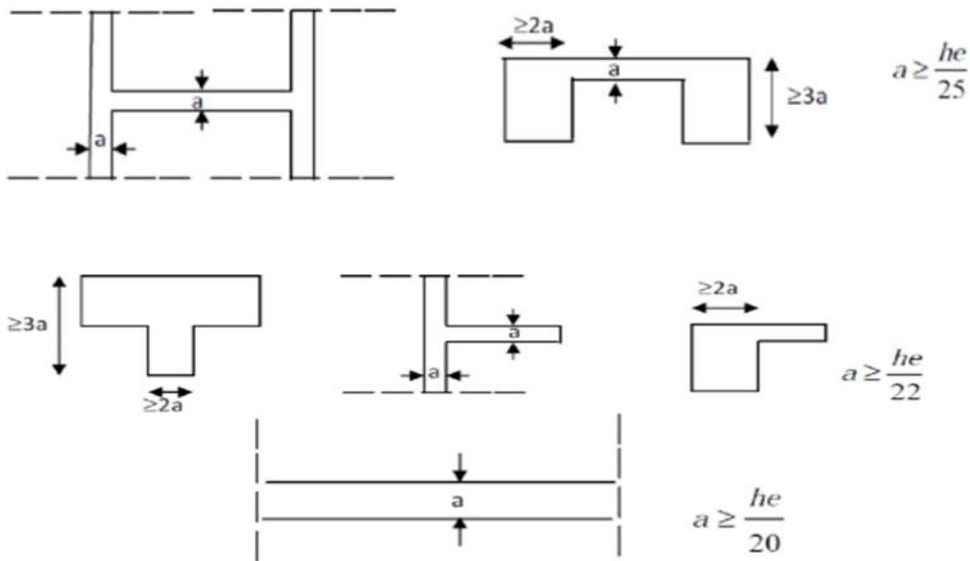
**Figure. II.2:** Coupe d'un voile en élévation

L : longueur du voile

a : épaisseur du voile

h : Hauteur de l'étage

✓ **Epaisseur des voiles :**



**Figure. II.3:** Coupe de voile en plan

➤ **Au niveau du 1<sup>er</sup> sous sol et RDC:**

$he = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

$$a = \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm}$$

Soit: **a = 25 cm**

➤ **Au niveau du 2<sup>eme</sup> sous sol :**

$he = 340 - 20 = 320 \text{ cm} \quad a = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm}$

Soit : **a = 25 cm**

➤ **Au niveau de l'étage courant :**

$he = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \quad a = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$

Soit **a = 25 cm**

• **Vérification des RPA99 version 2003 :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement sa longueur minimale ( $L_{min}$ ) doit être au moins égale à quatre fois son épaisseur (**ART 7.7.IRPA99/2003.**)

avec :  $L_{min}$  : La portée minimale du voile .

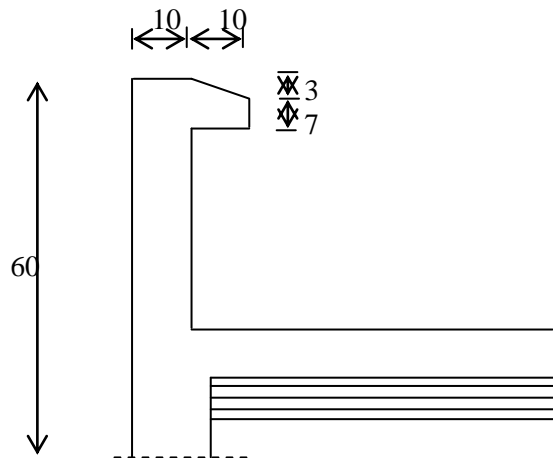
$L_{min} \geq 4a \rightarrow L_{min} \geq 4(25) = 100 \text{ cm}$

$-100 \text{ cm} \geq 100 \text{ cm} \dots\dots\dots$  **condition vérifiée**

$-a = 25 \text{ cm} > a_{min} = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$  **condition vérifiée**

## II.4 : Pré-dimensionnement de l'acrotère:

On a  $h_t = 60$  cm



Coupe verticale de l'acrotère

### Charge permanente G :

$$G_{acr} = \rho_{beton} \times s_{acr} \times 1ml$$

$$G_{acr} = 25 \times [(0,6 \times 0,10) + (0,1 \times 0,07) + (0,03 \times 0,10) / 2] \times 1$$

$$G_{acr} = 1,712 \text{ kn/ml}$$

## II.5 : Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé de section rectangulaire ou carré.

Leur pré dimensionnement se fait à l'ELS et en compression simple, en supposant que le béton lui seul reprend l'effort normale en calculant la descente des charges sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression des charges d'exploitation.

$$N_s = G + Q$$

La section transversale du poteau est déterminée par la relation suivante :

$$S \geq N_s / f_{c28} \times 0,3$$

Avec :

S :

$N_s$  : Effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente des charges donnée par le **BAEL91**.

G : charge permanent

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite à la compression du béton.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Selon le (RPA99, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min ( $b_1, h_1$ )  $\geq$  25cm en zone I et II<sub>a</sub>.
- Min ( $b_1, h_1$ )  $\geq$  30cm en zone III et II<sub>b</sub>.
- Min ( $b_1, h_1$ )  $\geq h_e/20$
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

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

### II.6 : Détermination des charges et surcharges :

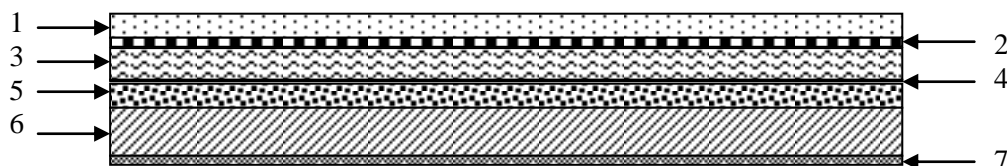
Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q, nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

➤ **Charges permanentes :**

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**

b) **Tableau II.1:** Charges permanentes (G) Plancher terrasse inaccessible

	Eléments	Epaisseurs e (m)	Poids volumique $\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier roulé	0,05	17	0,86
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
4	Pare vapeur (feuille polyane)	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	04	0,16
6	Plancher à corps creux (16+4)	0,20	14	2,80
7	Enduit sous plafond	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente total (G)</b>				<b>5,46</b>

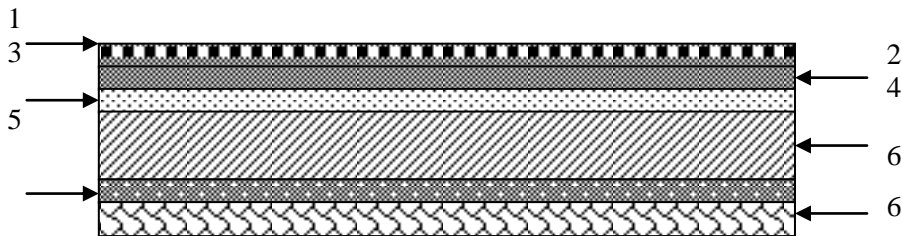


**Figure. II.4 :** Coupe verticale du plancher terrasse

- Plancher d'étage courant :

**Tableau II.2:** Charges permanentes (G) Plancher étage courant

	Eléments	Epaisseurs e(m)	Poids volumique $\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,025	17,16	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons	0,10	90	0,90
<b>Charge Permanente total (G)</b>				<b>5,10</b>

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

- Dalles pleines :

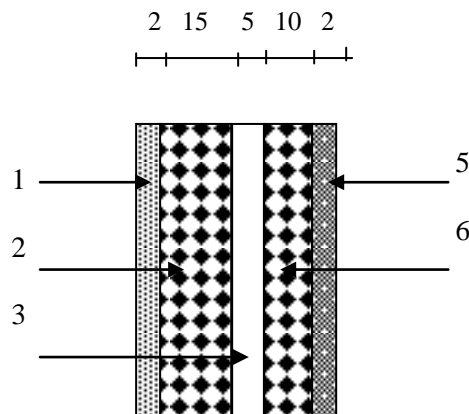
**Tableau II.3 :** Charges permanentes (G) dalles pleines

	compositions	Epaisseurs e(m)	Poids volumique $\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,025	17,6	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente total (G)</b>				<b>5,15</b>

- Murs extérieures :

**Tableau II.4:** Charges permanentes (G) murs extérieurs

	compositions	Epaisseurs e(m)	Poids volumique $\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,02	20	0,40
2	Briques creuses extérieures	0,15	9	1,35
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses intérieures	0,10	9	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente total (G)</b>				<b>2,85</b>

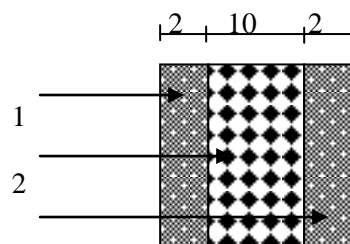


**Figure. II.6 :** Coupe verticale d'un mur extérieur

- Murs intérieures :

**Tableau II.5:** Charges permanentes (G) murs intérieurs

	compositions	Epaisseurs e(m)	Poids volumique $\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
4	Briques creuses intérieures	0,10	9	0,9
5	Enduit plâtre	0,02?	10?	0,20?
<b>Charge permanente total (G)</b>				<b>1,30</b>



**Figure. II.7 :** Coupe verticale d'un mur intérieur

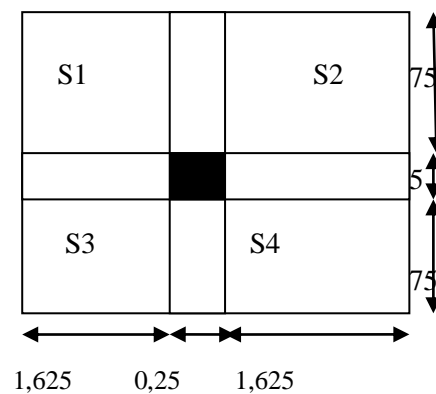
## c) Surcharges d'exploitation :

**Tableau II.6:** Surcharges d'exploitation

Eléments	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher d'étage courant (habitation)	1,5
Plancher RDC (commercial)	2,5
Plancher sous-sol (commercial+bureau)	3,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

## ❖ Descente de charge :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité:

**Figure. II.8:** Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

## ➤ Surface d'influence :

$$S_{\text{nette}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = S2 = S3 = S4 = 1,575 \times 1,625 = 2,559 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{nette}} = 2,559 \times 4 = 10,237 \text{ m}^2$$

La surface brute est:

$$S = 3,5 \times 3,4 = 11,90 \text{ m}^2$$

**Poids propre des éléments :****Plancher terrasse:**

$$G \times S = 5,46 \times 10,237 = 55,89 \text{ KN.}$$

$$\text{Plancher étage courant: } G \times S = 5,10 \times 10,237 = 52,21 \text{ KN.}$$

**Poutres:**

$$\text{-Poutres principales : } P_{pp} = 0,25 \times 0,35 \times 3,5 \times 25 = 7,656 \text{ KN}$$

$$\text{-Poutres secondaires : } P_{ps} = 0,25 \times 0,30 \times 3,4 \times 25 = 6,375 \text{ KN}$$

$$\text{-Poids poutres principales + poids poutres secondaires} = 14,031 \text{ KN.}$$

**-Poteaux:**

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcul leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$\text{-poteaux RDC et poteaux 1}^{\text{er}} \text{ sous sol : } \rho \times S \times h = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 4,08 = 6,375 \text{ KN.}$$

$$\text{-poteaux 2}^{\text{eme}} \text{ sous sol : } \rho \times S \times h = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,40 = 5,31 \text{ KN.}$$

$$\text{-poteaux étage courant : } \rho \times S \times h = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN.}$$

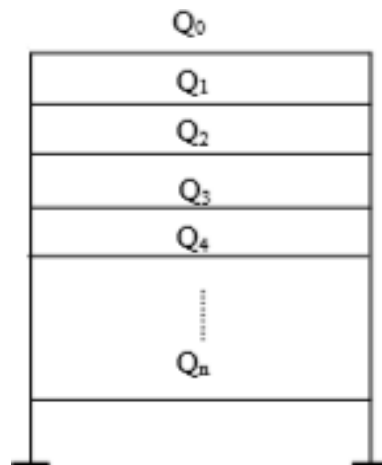
**➤ Surcharge d'exploitation :**

$$\text{Sous sol 1 : } Q \times S = 2,5 \times 10,237 = 25,59 \text{ KN}$$

$$\text{Sous sol 2+RDC : } Q \times S = 3,5 \times 10,237 = 35,83 \text{ KN}$$

$$\text{Étage courant : } Q \times S = 1,5 \times 10,237 = 15,355 \text{ KN}$$

$$\text{Terrasse inaccessible : } Q \times S = 1 \times 10,237 = 10,237 \text{ KN}$$



**Figure. II.9 :** Loi de dégression des surcharges d'exploitation

- **Loi des dégression des surcharges :**

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$\Sigma_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

**Q<sub>0</sub>**: surcharge d'exploitation à la terrasse.

**Q<sub>i</sub>** : surcharge d'exploitation de l'étage i.

**n** : numéro de l'étage du haut vers le bas.

**Q<sub>n</sub>** : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

➤ **Coefficients de dégression des surcharges :**

Niveaux	6	5	4	3	2	1	RDC	s- sol1	s-sol 2
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687

- **Surcharges cumulées :**

$$Q_9 = 10,237 \times 1 = 10,237 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 10,237 + (1 \times 15,355) = 25,592 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 10,237 + 0,95 (15,355 \times 2) = 39,41 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 10,237 + 0,9 (15,355 \times 3) = 51,69 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 10,237 + 0,85 (15,355 \times 4) = 62,44 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 10,237 + 0,8 (15,355 \times 5) = 71,657 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 10,237 + 0,75 (15,355 \times 5 + 35,83) = 94,69 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 10,237 + 0,714 (15,355 \times 5 + 35,83 + 25,59) = 108,91 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 10,237 + 0,687 (15,355 \times 5 + 2 \times 35,83 + 25,59) = 129,79 \text{ KN}$$

**Tableau II.7** : Résumé des sections obtenues par la descente de charges

NIV	charges permanentes KN					charges exploitations KN		efforts normaux	section des poteaux cm <sup>2</sup>	
	G plancher	G poutre	G poteau	G totale	G cum	Q planche r	Q cum	N=G c+Q	S trouvée	S adoptée
6	55,89	14,031	0,00	69,921	69,921	10,237	10,237	80,158	106,87	...
5	52,21	14,031	4,78	71,021	140,94	15,355	25,592	166,532	222,04	25 x 25
4	52,21	14,031	4,78	71,021	211,96	15,355	39,41	251,37	335,16	25× 25
3	52,21	14,031	4,78	71,021	282,98	15,355	51,69	334,67	446,23	25× 25
2	52,21	14,031	4,78	71,021	354,01	15,355	62,44	416,45	555,27	25 x 25
1	52,21	14,031	4,78	71,021	425,03	15,355	71,657	496,687	662,25	30 x 30
RDC	52,21	14,031	6,375	72,616	497,64	35,83	94,69	592,33	789,77	30 x 30
SS1	52,21	14,031	6,375	72,616	570,26	25,59	108,91	679,17	905,56	35 x 35
SS2	52,21	14,031	5,31	71,551	641,81	35,83	129,79	771,6	1028,8	35× 35

**-Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art7.4.1du RPA99) :**

**Pour les étages courant ( 5 ; 4 ; 3 ; 2 )**

Min (b, h) =25 ≥25cm..... **Condition vérifiée**

Min (b, h) ≥ he /20 ⇒ 25 ≥ 306/20=15,3 cm..... **Condition vérifiée.**

**-Pour le RDC et 1<sup>ème</sup> étage**

Min (b, h) =30 ≥ 25cm..... **Condition vérifiée.**

Min (b, h) =30 ≥ he /20 = 408/20 =20,4cm..... **Condition vérifiée.**

306/20=15,3cm

**-Pour le 2<sup>ème</sup> sous sol**

Min (b, h) =35 ≥25cm..... **Condition vérifiée.**

Min (b, h) =35 ≥ he /20 =340/20 =17cm..... **Condition vérifiée**



- pour le 1<sup>er</sup> sous sol :

Min (b , h) = 35 ≥ 25cm ..... **Condition vérifiée.**

Min (b , h) = 35 ≥ h<sub>e</sub> / 20 = 408 / 20 = 20,4.....**Condition vérifiée.**

❖ **Vérification au flambement :**

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7 l_0$ ).

$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ ).

I : Moment d'inertie du poteau :  $I = bh^3 / 12$

B : Section transversale du poteau ( $B = h \times b$ )

$l_0$  : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

$$\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$$

**-poteau 1<sup>er</sup> s-s (35x35)**

$\lambda = 2,42 \times 4,08 / 0,35 = 28,21 < 50 \Rightarrow$  **Vérifiée**

**-poteau 2<sup>ème</sup> s-s (35x35)**

$\lambda = 2,42 \times 3,40 / 0,35 = 23,51 < 50 \Rightarrow$  **Vérifiée**

**-poteau RDC ; 1<sup>ème</sup> étage (30x30)**

$\lambda = 2,42 \times 4,08 / 0,30 = 32,91 < 50 \Rightarrow$  **Vérifiée**

**-Poteaux de l'étage courant (25x25)**

$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,25 = 29,62 < 50 \Rightarrow$  **Vérifiée**

**Conclusion :**

Après avoir effectué le pré-dimensionnement des éléments nous résumons les résultats suivant pour chaque élément.

➤ **Planchers :**

- **Plancher en corps creux :**

$$h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$$

- **Plancher en dalle pleine**

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

➤ **Les poutres :**

Poutres principales : (25x30)cm<sup>2</sup>

Poutres secondaires : (25x30)cm<sup>2</sup>

Poutres de chainages : (20x30)cm<sup>2</sup>

Poutres palier : (25x30)cm<sup>2</sup>

➤ **Les poteaux :**

Etage ( 2,3,4,5)  $\implies$  (25x25)cm<sup>2</sup>

RDC et 1<sup>er</sup> etage  $\implies$  (30x30)cm<sup>2</sup>

Sous-sol 1 et 2  $\implies$  (35x35)cm<sup>2</sup>

➤ **Les voiles :**

$$e_p = 25 \text{ cm}$$

# **CHAPITRE III**

## *Calcul des éléments*

# **CHAPITRE IV**

## *Modélisation et vérifications de RPA*

## Introduction

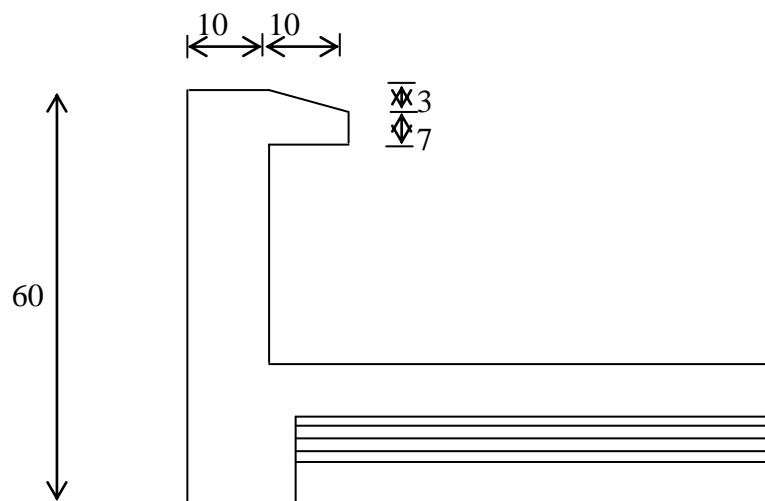
Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99)**.

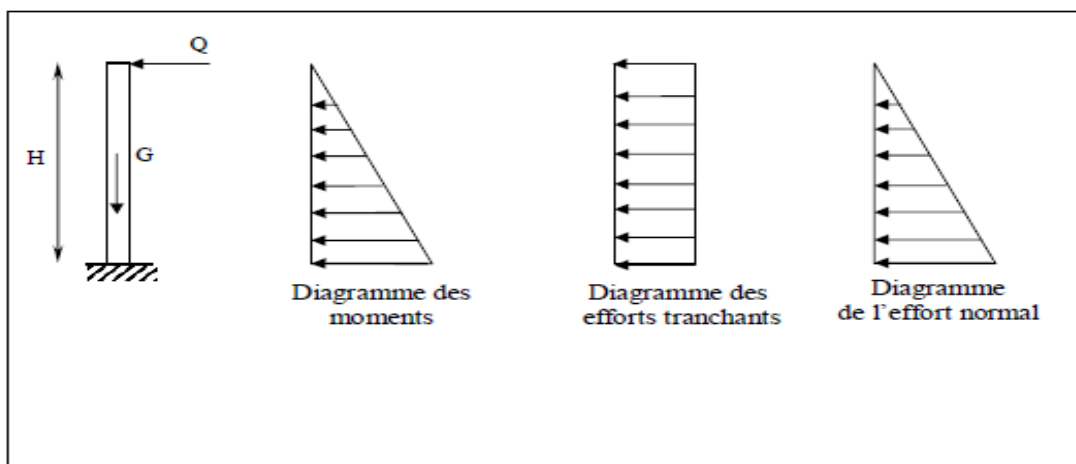
### III-1) Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal (Q = 1 KN/ml) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1mètre de largeur.



**Figure. III.1 :** Coupe verticale de l'acrotère



**Figure. III.2 :** Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

### III.1.1 : Détermination des sollicitations

Poids propre de l'acrotère :  $G=1,712 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q=1,00 \text{ KN /ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N=Gx1=1,715 \text{ KN}$

Effort tranchant :  $T=Qx1=1,00\text{KN}$

Moment fléchissant max dû a la surcharge  $Q$  :  $M=QxHx1=0,60 \text{ KN m}$

### III.1.2 : Combinaison des charges

A l'ELU:  $N_u=1,35xG = 2,311 \text{ KN}$

$M_u=1,5x0,6=0,9 \text{ KN m}$

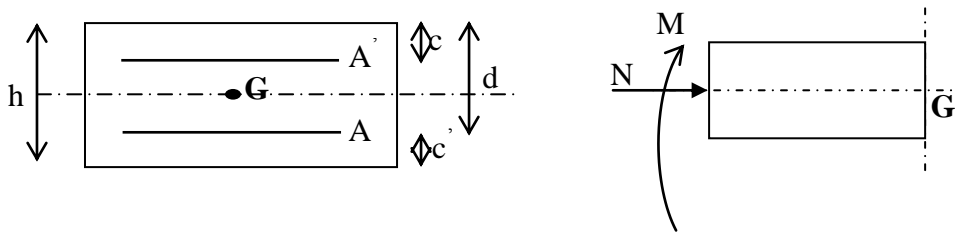
A l'ELS:  $N_s=1,712 \text{ KN}$

$M_s=0,60 \text{ KN m}$

### III.1.3 : Ferrailage de l'acrotère

#### a) Calcul des armatures à l'ELU

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée



**Figure.III.3** : Schéma statique de la section de l'acrotère

$h$  : Epaisseur ;

$c$  et  $c'$  : Enrobage ;

$d = h - c$  : Hauteur utile

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

#### ➤ Position de centre de pression e l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9x10^4}{2,311x10^2} = 38.94 \text{ cm} = 39 \text{ cm}$$

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les

armatures d'où la section est partiellement comprimée.

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

**b) Calcul en flexion simple:**▪ **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - C) = 2.311(0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.03) = 0.948 \text{KNm}$$

▪ **Moment réduit:**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.948 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0136$$

$\mu_b < \mu_r$  La section est simplement armée donc  $A's=0$

$$\mu_b = 0.0136 \Rightarrow \beta = 0.993$$

**Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{948}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.392 \text{cm}^2$$

**c) Calcul en flexion composée**

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.392 - \frac{2.311 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.325 \text{cm}^2$$

**III.1.4 : Vérification à l'ELU:****1) Condition de non fragilité: (Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{cm}^2$$

**Conclusion :**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{\min} = 0.845 \text{cm}^2$$

Soit:  $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2 / ml$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{cm}$

**Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{cm}^2$$

Soit:  $4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{cm}$

**2) Vérification au cisaillement:**

Nous avons une fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec: } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**3) Vérification de l'adhérence des barres:**

$$\tau_u < \bar{\tau}_e = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec: } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,237 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

**III.1.5 : Vérification à l'ELS:**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier:

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_u} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [(266,67, 201,63)] = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho = 0,287 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,916 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 44,52$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{600}{0,916 \times 7 \times 2,01} = 46,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = (1/K_1) \times \sigma_s = (1/44,52) \times 46,58 = 1,05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

**Dans les aciers:**

On doit vérifier que:  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 40,56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**j) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec: } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{70 \times 1000} = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.1.6 : Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3) :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) ⇒ A=0,15

**(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)**

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale (C<sub>p</sub> = 0,8)

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère = 1,712 kN/ml

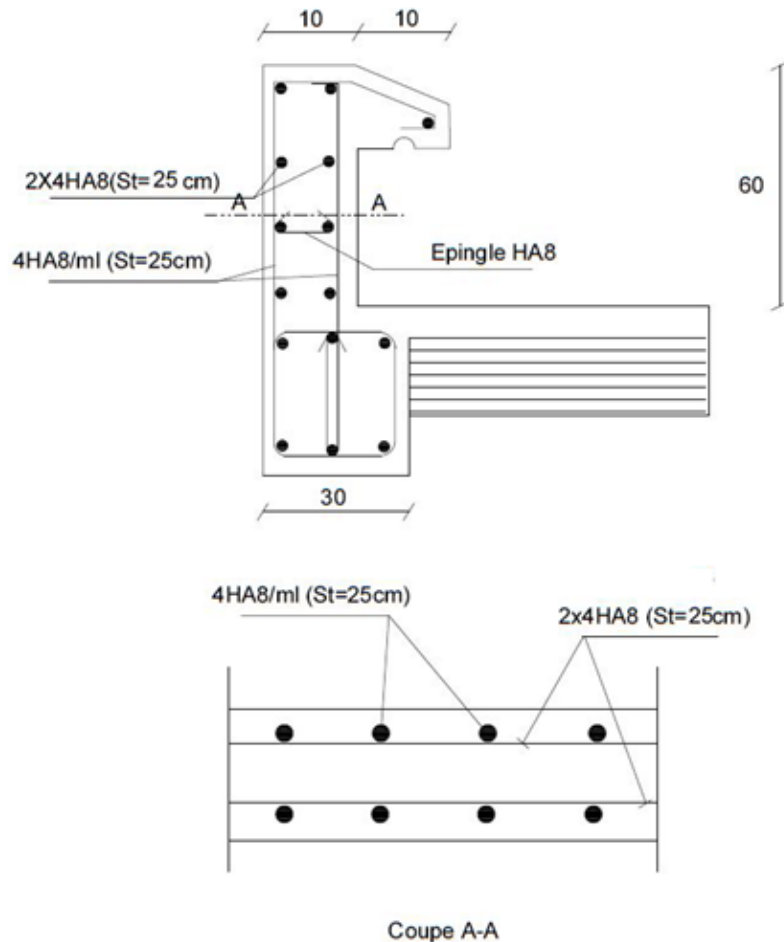
D'où :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

**Conclusion :**

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

**Armatures principales : 4HA8/ml , avec e = 25cm**

**Armatures de répartition : 4HA8 , avec e = 25 cm**



**Figure.III.4:** Ferrailage de l'acrotère.

## Introduction

Le chapitre concerne le calcul des éléments de la structure autre que les éléments de contreventement, qui sont : les escaliers, ainsi que les planchers.

### III.2 : Calcul des planchers :

#### III.2.1 : Plancher en corps creux (16+4) cm:

Notre projet est constitué des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Ils sont constitués de :

- 1- Nervures appelées poutrelles de section en té espacées de 65 cm.
- 2- Le Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique sa hauteur est 16 cm.
- 3- Une dalle de compression en béton de 04 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but de:
  - ✓ Limiter les risques de fissuration par retrait
  - ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

- ✓ Réaliser un effet de réparation entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

### III.2.2 : Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle sera armée d'un treillis soudé de type TLE 520, avec une limite d'élasticité  $f_e = 520$  MPa dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

Soit :

L : l'entraxe des poutrelles (L=65cm)

#### ➤ Calcul des armatures :

- ✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles:**

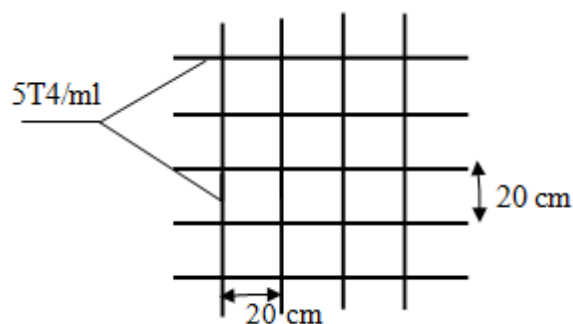
$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / mL \quad A_{\perp} = 0,63 \text{ cm}^2 / mL$$

Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / mL$  (St = 20 cm)

- ✓ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / mL \quad A_{//} = 0,63 \text{ cm}^2 / mL$$

Soit :  $A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / mL$  ( $S_t = 20\text{cm}$ )



**Figure.III.5 :** Ferrailage de la dalle de compression.

#### ➤ Calcul après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

➤ **Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)..... [2]**

La largeur  $b_1$  d'hourdis qu'il y a lieu d'admettre d'un cote d'une nervure de poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{L}{2} \dots\dots\dots(1)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} \dots\dots\dots(2)$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} X \dots\dots\dots(3)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles (L = 65 cm).

$L_1$  : portée libre de la poutrelle ( $L_1 = 340 - 30 = 310$  cm).

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche (X = 340 cm).

$b_0$  : largeur de la nervure ( $b_0 = 12$  cm)

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm)

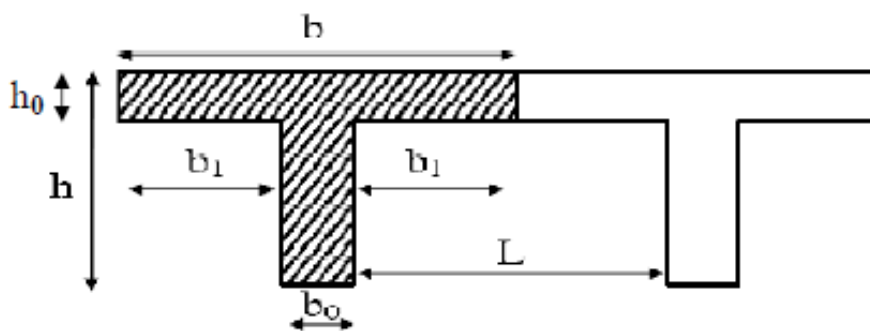
Donc :

$$(1) b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) b_1 \leq (340 - 30) / 10 = 31 \text{ cm}$$

$$(3) b_1 \leq (2 / 3) (340 / 2) = 113,333 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } b = 2 b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$



**Figure.III.6 :** Dimensions de la poutrelle.

❖ **Plancher terrasse:**

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des 3 moments.
- Méthode de Caquot.

➤ **Méthode forfaitaire :**

**Les conditions d'application ::(Art B.6.2, 210 BAEL91)**

- ✓ la valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m<sup>2</sup>.

Charges d'exploitations  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes  $G = 5,46 \text{ KN/m}^2$

G : charge permanente d'étage courant.

$Q < 2G$  on a  $Q=1 \text{ KN/m}^2 < 2G=10,92\text{KN/m}^2$ .

$Q \leq 5\text{KN}$   $Q=1 \text{ KN/m}^2 \leq 5\text{KN/m}^2$ .

✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. **Condition vérifiée.**

✓ la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements **Condition vérifiée.**

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$$

$$L_1/L_2 = 3,40 / 3,40 = 1$$

$$L_2/L_3 = 3,40 / 3,00 = 1,13$$

$$L_3/L_4 = 3,00 / 3,40 = 0,88$$

$$L_4/L_5 = 3,40 / 3,40 = 1$$

**Conclusion :** Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée 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 même charge que la travée considérée.

➤ **Exposé de la méthode :**

- Le rapport ( $\alpha$ ) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées

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

- $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison  $M_0 = qL$

dont L longueur entre nus des appuis.

- $M_w$  : 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 :

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

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.

Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de (0,3  $M_0$ ).

➤ **Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en Té qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

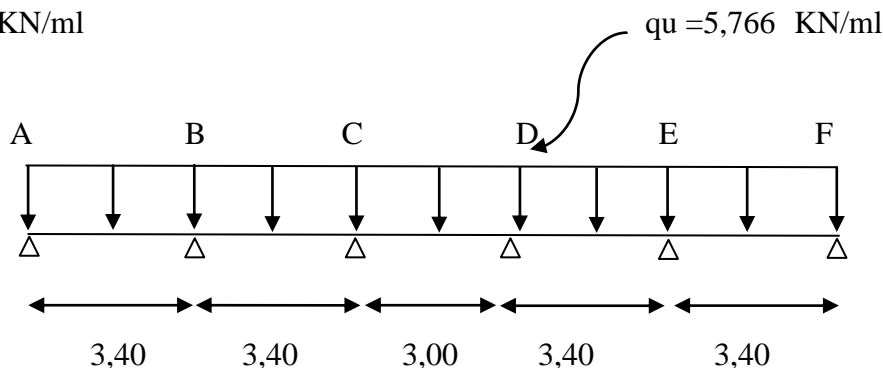
- Poids du plancher :  $G = 5,46 \times 0,65 = 3,549$  KN/ml.
- Surcharges d'exploitation :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65$  KN/ml.

**3.3.2 Application de la méthode :**

• **A l'ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,46) + (1,5 \times 1)] \times 0,65 = 5,766 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 5,766 \text{ KN/ml}$$



**Figure.III.7:** Schéma statique de la poutrelle

• **Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{q}{G+Q} = \frac{0,65}{0,65+3,549} = 0,155 \quad \text{avec :} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$1+0,3\alpha = 1,047$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2}=0,623$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2}=0,523$$

- **Moment isostatique**

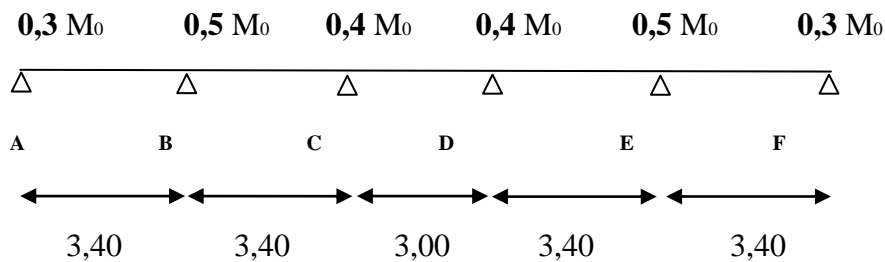
**A l'ELU :**

Travée (A-B) et (B-C) et (D-E) et (E-F) :

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = M_0^{DE} = M_0^{EF} = \frac{qu l^2 AB}{8} = \frac{5.766 \times 3,40^2}{8} = \mathbf{8.33Kn.m}$$

$$\text{Travée (C-D)} : M_0^{CD} = \frac{qu l^2 CD}{8} = \frac{5.766 \times 3,00^2}{8} = \mathbf{6.48Kn.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**



**Figure.III.8** : Moments aux appuis de la poutrelle.

$$M_A = 0,3 M_0 = 0,3 \times 8,33 = 2,499 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_0 = 0,5 \times 8,33 = 4,165 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_0 = 0,4 \times 8,33 = 3,332 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 M_0 = 0,4 \times 8,33 = 3,332 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 M_0 = 0,5 \times 8,33 = 4,165 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_0 = 0,3 \times 8,33 = 2,499 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

**A l'ELU :**

**Appuis de rive :**  $M_A = M_F = -0,3M_0^{AB} = -0,3M_0^{GH} = \mathbf{-3.57Kn.m}$

**Appuis intermédiaires :**

$$M_B = M_E = -0,5 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0,5 \times \text{max}(11.92 ; 9.65)$$

$$M_B = M_E = \mathbf{-5.96 Kn.m}$$

$$M_C = M_D = -0,4 \times \text{Max} (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0,4 \times \text{max} (9.65 ; 7.15)$$

$$M_C = M_D = -3.86 \text{Kn.m}$$

- Moments en travées

Calcul du rapport des charges  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{5.68+1} = 0.149 \quad \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.044 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.244 \end{cases}$$

A l'ELU :

Travée de rive

$$\begin{cases} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max(1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée (A-B) et (E-F) :

$$\begin{cases} M_{tAB} + \frac{MA+MB}{2} \geq \max(1.05M_0^{AB} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{AB}) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq (1.05 \times 8,33) - 3,332 = 5,41 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.246}{2} \times 8,33 = 5,19 \end{cases}$$

$$M_{tAB} = M_{tEF} = \max(5,41 ; 5,19) = 5,41 \text{ Kn.m}$$

Travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max(1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0) \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée (B-C) et (D-E) :

$$\begin{cases} M_{tBC} + \frac{MB+MC}{2} \geq \max(1.05M_0^{BC} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{BC}) \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq (1.05 \times 8,33) - 3,75 = 5,00 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.046}{2} \times 8,33 = 4,36 \end{cases}$$

$$M_{tBC} = M_{tDE} = \max(5,00 ; 4,36) = 5,00 \text{Kn.m}$$

Travée (C-D) :

$$\begin{cases} M_{tCD} + \frac{MC+MD}{2} \geq \max(1.05M_0^{CD} ; (1 + 0.3\alpha)M_0^{CD}) \\ M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ICD} \geq (1.05 \times 6,48) - 3,332 = 3,47 \\ M_{ICD} \geq \frac{1.046}{2} \times 6,48 = 3,39 \end{cases}$$

$M_{ICD} = \max(3,47 ; 3,39) = 3,47 \text{ Kn.m}$

• Calcul des efforts tranchants :

$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$  avec :  $M_{i+1}$  et  $M_i$  en valeurs algébriques

$T(x)$  : effort tranchant dans la section d'abscisse x.

$\theta(x) = \frac{q_u L_i}{2}$  : Effort tranchant isostatique.

Pour :  $x = i$   $T_i = \frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Pour :  $x = i+1$   $T_{i+1} = -\frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

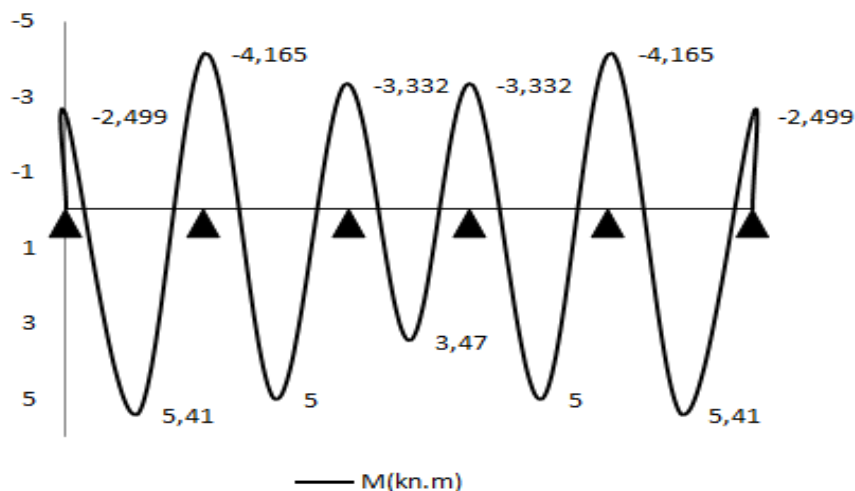
Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

**Tableau.III.1 :**

Travée	$M_0$ (KN.M)	$M_w$ (KN.M)	$M_e$ (KN.M)	$M_t$ (KN.M)	$T_w$ (KN.M)	$T_e$ (KN.M)
A-B	8,33	2,499	4,165	5,41	9,31	-10,29
B-C	8,33	4,165	3,332	5,00	10,04	-9,55
C-D	6,48	3,332	3,332	3,47	8,65	- 8,65
D-E	8,33	3,332	4,165	5,00	9,55	-10,04
E-F	8,33	4,165	2,499	5,41	10,29	-9,31

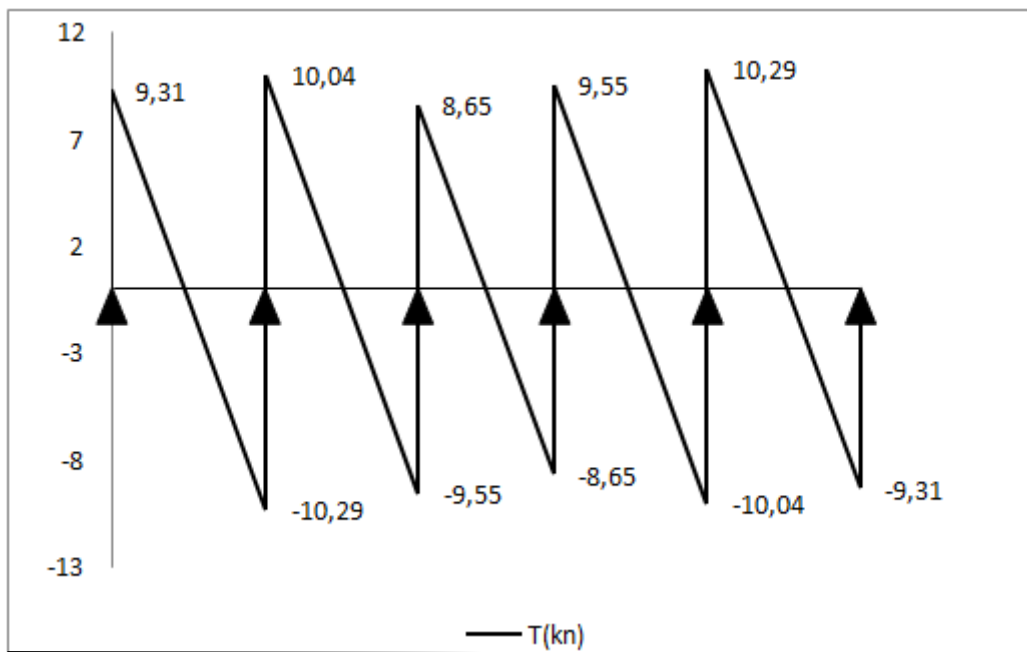
Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

• Moments fléchissant :



**Figure.III.9 :** Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU.

• Efforts tranchant :



**Figure.III.10 :** Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU.

1. Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

En travée : = 5,41 KN.m

Sur appuis : = 4,165 KN.m

a) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$b = 65\text{cm}$  (largeur de la table de compression).

$h = 20\text{ cm}$  (hauteur total de plancher).

$b_0 = 12\text{cm}$  (largeur de la nervure).

$h_0 = 4\text{cm}$  (épaisseur de la table de compression).

$c = 2\text{cm}$  (enrobage des armatures inférieures).

$d = 18\text{cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

**En travée :** (5,41KN.m)

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times (d - h_0/2) \times f_{bu}$$

avec :  $f_{bu} = 14.2\text{ MPa}$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072\text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t \leq M \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression

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

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,41 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$  La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc :}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,41 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,87 \text{ cm}^2$$

**Soit**  $A_{st} = 03 \text{ HA10} = 2,35 \text{ cm}^2$

### ➤ Aux appuis

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 4,165 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,165 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$  La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc :}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{4,165 \times 10^3}{0,993 \times 18 \times 348} = 0,67 \text{ cm}^2$$

**Soit**  $A_{sa} = 01 \text{ HA12} = 1,13 \text{ cm}^2$

### b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

$\phi_l^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre  $\phi 8$ .

<b>Soit</b> $A_t = 2\phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$
---

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 8$ .

**L'espacement des cadres :**

$$St \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9 \times 18; 40cm) = 16,2cm$$

Soit un espacement **St = 15 cm**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St} = \frac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22cm$$

$$S_t \geq 0.4Mpa \implies \text{condition vérifiée}$$

**2) Vérification à l'ELU :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26cm^2$$

**En travée :**

$$A_t = 2,35cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 1,13cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

**b) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0d} = \frac{10.29 \times 10^3}{180.120} = 0.48MPa$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5MPa \right\} = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.48MPa < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 Mpa$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum u_i}$$

Avec  $\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{10.29 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 120} = 0.17MPa \dots\dots \text{« condition vérifiée»}$$

**d) Ancrage des barres :**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_c$  sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \tau_{se}} \quad , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à  $0,4l_s$  pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm}$$

**e) Influence de l’effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c28}$  avec  $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

**Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 10.29 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

**Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 10.04 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

**f) Influence de l’effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A \geq \frac{\gamma_s}{f_c} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

**Appuis de rive :**

$$A = 1,13 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (10.29 - \frac{4.165}{0,9 \times 0,18}) = -0.44$$

$$A = 1,13 \geq -0,44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

**Appuis intermédiaires :**

$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (10.04 - \frac{8.33}{0,9 \times 0,18}) = -1.18 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \geq -1.18 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

**g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc}^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  avec  $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{10,04 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,52 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{«Condition vérifiée»}$$

**3) Calcul à L'ELS:**

**a) Calcul des moments isostatiques :**

$$q_s = G + Q = (5,46 + 1)0,65 = 4,20 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = 4,91 \text{ kN/ml}_s$$

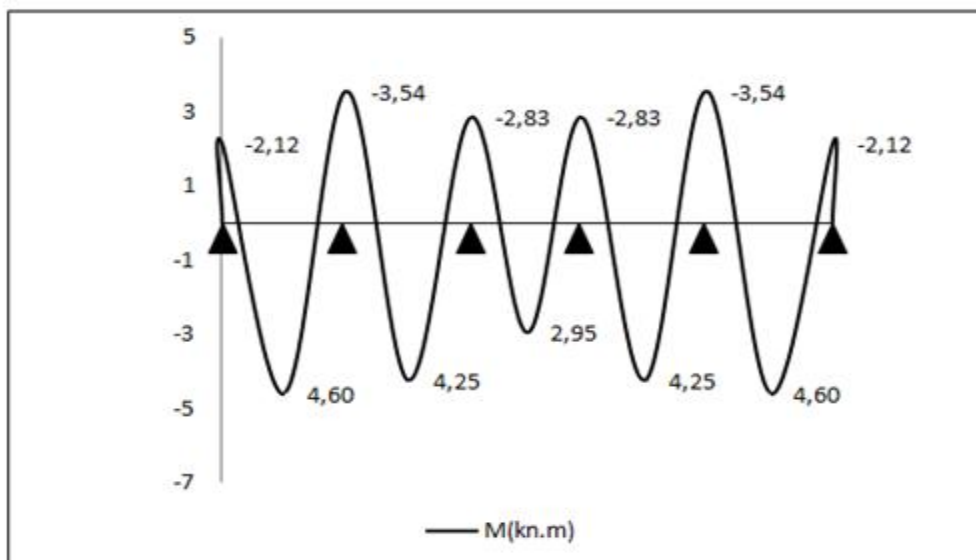
$$\frac{q_s}{q_u} = 4,91 / 5,766 = 0,85$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau :

**Tableau III.2 :**

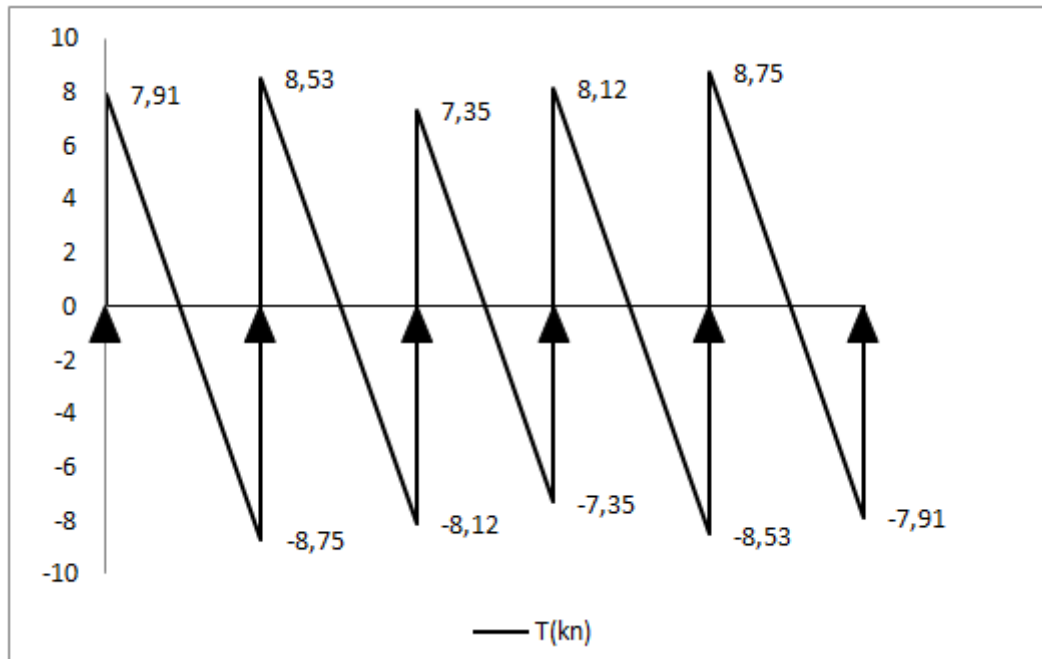
Travée	M <sub>0</sub> (KN.M)	M <sub>w</sub> (KN.M)	M <sub>e</sub> (KN.M)	M <sub>t</sub> (KN.M)	T <sub>w</sub> (KN.M)	T <sub>e</sub> (KN.M)
A-B	7,08	2,12	3,54	4,59	7,91	-8,74
B-C	7,08	3,54	2,83	4,25	8,53	-8,12
C-D	5,51	2,83	2,83	2,95	7,35	7,35
D-E	7,08	2,83	3,54	4,25	8,12	-8,53
E-F	7,08	3,54	2,12	4,59	8,74	-7,91

**• Moments fléchissant :**



**Figure.III.11 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

• Efforts tranchant :



**Figure.III.12:** Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS.

**III.2.3 : Vérification des contraintes à l'ELS :**

**1) Etat limite de résistance du béton en compression :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**En travées :  $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$**

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087$$

$$\rho = 1,087 \Rightarrow \beta_1 = 0,856, \alpha_1 = 0,432 \quad \text{et} \quad k_1 = 19,72$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A \cdot \beta d} = \frac{4,59 \times 10^3}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 126,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 126,76 / 19,72 = 6,42 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  **condition vérifiée.**

**Aux appuis :  $A_a = 1,13 \text{ cm}^2$**

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,891 \quad \alpha_1 = 0,327 \quad \text{et} \quad k_1 = 30,87$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{3,54 \times 10^3}{1,13 \times 0,891 \times 18} = 195,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{Sr} / k = 195,34 / 30,87 = 6,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion** : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**2) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer

**3) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :**

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.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \dots\dots\dots 20/340 > 1/22.5 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots\dots 20/340 > 4,59 / 15 \times 7,08 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots 2.35/(12 \times 18) > 3,6/400 \quad \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

**4) Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3400}{500} = 6.8 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

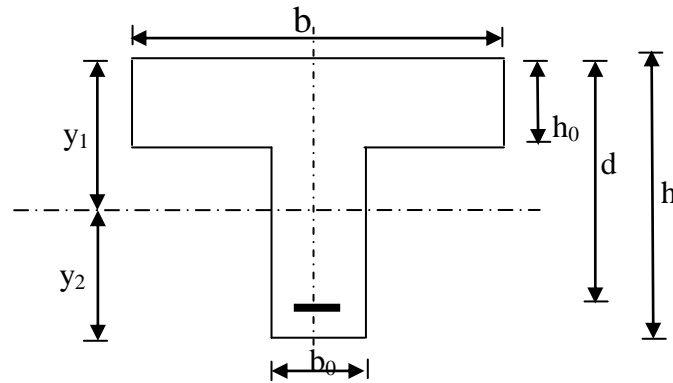
$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0}$$

avec :

$B_0$  la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = 7.09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

On aura  $I_0 = 17003.16 \text{ cm}^4$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0108} = 1,55$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,514 ; 0 \} = 0,514$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 17003.16}{1 + 1,55 \times 0,514} = 10409.90 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{4.59 \times 10^6 \times 3400^2}{10 \times 10818.87 \times 10409.90 \times 10^4} = 4.71 \text{ mm} < \bar{f} = 6.8 \text{ mm}$$

**Condition vérifiée.**

❖ **Etude du plancher RDC (à usage commercial) :**

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles

suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des 3 moments.
- Méthode de Caquot.

➤ **Méthode forfaitaire :**

**Les conditions d'application :(Art B.6.2, 210 BAEL91)**

- La valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m<sup>2</sup>.

Charges d'exploitations  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes  $G = 5,10 \text{ KN/m}^2$

G : charge permanente d'étage courant.

$Q < 2G$  on a  $Q = 2,5 \text{ KN/ m}^2 < 2G = 10,2 \text{ KN/ m}^2$ .

$Q \leq 5 \text{ KN/ m}^2$   $Q = 2,5 \text{ KN/ m}^2 \leq 5 \text{ KN/ m}^2$ .

• Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. **Condition vérifiée.**

• la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements **Condition vérifiée.**

- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

**$0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$**

$L_1/L_2 = 3,40 / 3,40 = 1$

$L_2/L_3 = 3,40 / 3,00 = 1,13$

$L_3/L_4 = 3,00 / 3,40 = 0,88$

$L_4/L_5 = 3,40 / 3,40 = 1$

**Conclusion :** Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée 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 même charge que la travée considérée.

➤ **Exposé de la méthode :**

- Le rapport ( $\alpha$ ) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées

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

- $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison  $M_0 = q$  dont L longueur entre nus des appuis.
- $M_w$  : 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 :

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

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.

Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de  $(0,3 M_0)$ .

➤ **Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en Té qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

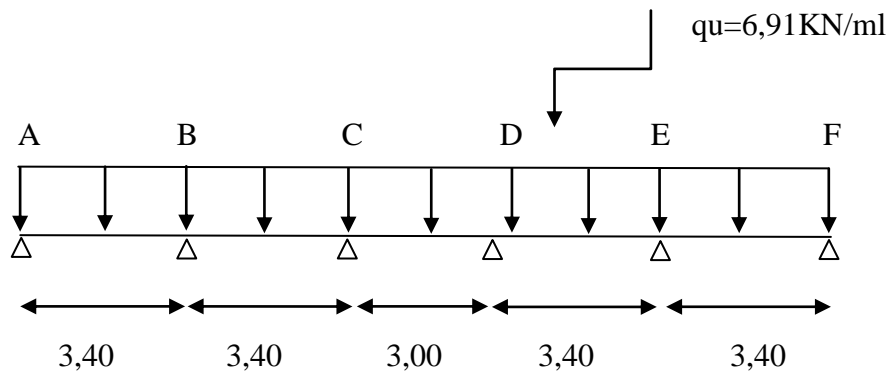
- Poids du plancher :  $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharges d'exploitation :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$ .

**Application de la méthode :**

• **A l'ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,10) + (1,5 \times 2,5)] \times 0,65 = 6,91 \text{ KN/ml}$$

$q_u = 6,91 \text{ KN/ml}$



**Figure.III.13:** Schéma statique de la poutrelle

• Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{q}{q+Q} = \frac{1,625}{1,625+3,315} = 0,328 \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

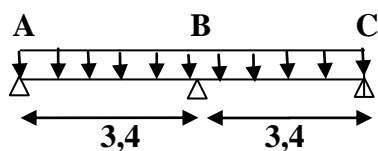
$$1+0,3\alpha=1,098$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2}=0,649$$

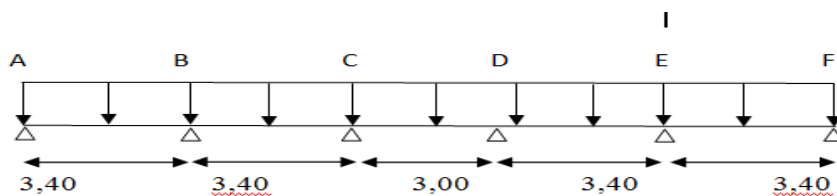
$$\frac{1+0,3\alpha}{2}=0,549$$

Poutrelles a étudié

**Type I : Poutrelle a 2 travées :**



**Type II : Poutrelle a 5 travées**



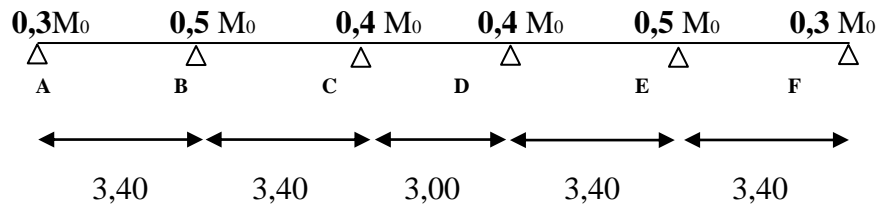
**Moment isostatique A l'ELU :**

Travée (A-B) et (B-C) et (D-E) et (E-F) :

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = M_0^{DE} = M_0^{EF} = \frac{qu l^2 AB}{8} = \frac{6,91 \times 3,40^2}{8} = 9,98 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée (C-D) : } M_0^{CD} = \frac{qu l^2 CD}{8} = \frac{6,91 \times 3,00^2}{8} = 7,77 \text{ Kn.m}$$

• Calcul des moments sur appuis :



**Figure.III.14** : Moments aux appuis de la poutrelle.

$$M_A = 0,3 M_0 = 0,3 \times 9,98 = 2,994 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_0 = 0,5 \times 9,98 = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_0 = 0,4 \times 9,98 = 3,992 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 M_0 = 0,4 \times 9,98 = 3,992 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 M_0 = 0,5 \times 9,98 = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_0 = 0,3 \times 9,98 = 2,994 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées**

**A l'ELU :**

**Travée de rive**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max(1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

**Travée (A-B) et (E-F) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} + \frac{MA+MB}{2} \geq \max(1.05M_0^{AB} ; (1 + 0.3\alpha)M_0^{AB}) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq (1.05 \times 9,98) - 3,992 = 6,487 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.298}{2} \times 9,98 = 6,47 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = M_{tEF} = \max(6,48 ; 6,47) = \mathbf{6,48 \text{ Kn.m}}$$

**Travée intermédiaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max(1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0) \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

**Travée (B-C) et (D-E) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} + \frac{MB+MC}{2} \geq \max(1.05M_0^{BC} ; (1 + 0.3\alpha)M_0^{BC}) \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq (1.05 \times 9,98) - 4,491 = 5,98 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.098}{2} \times 9,98 = 5,48 \end{array} \right.$$

$$M_{tBC} = M_{tDE} = \max(5,988 ; 5,48) = \mathbf{5,988Kn.m}$$

**Travée (C-D) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} + \frac{MC+MD}{2} \geq \max( 1.05M_0^{CD} ; (1 + 0.3\alpha)M_0^{CD}) \\ M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq (1.05 \times 7,77) - 3,992 = 4,17 \\ M_{tCD} \geq \frac{1.098}{2} \times 7,77 = 4,26 \end{array} \right.$$

$$M_{tCD} = \max(3,47 ; 3,39) = \mathbf{4,26 Kn.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \text{ avec : } M_{i+1} \text{ et } M_i \text{ en valeurs algébriques}$$

T(x) : effort tranchant dans la section d'abscisse x.

$$\theta(x) = \frac{q_u L_i}{2} : \text{ Effort tranchant isostatique.}$$

$$\text{Pour : } x=i \quad T_i = \frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i}$$

$$\text{Pour : } x=i+1 \quad T_{i+1} = -\frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i}$$

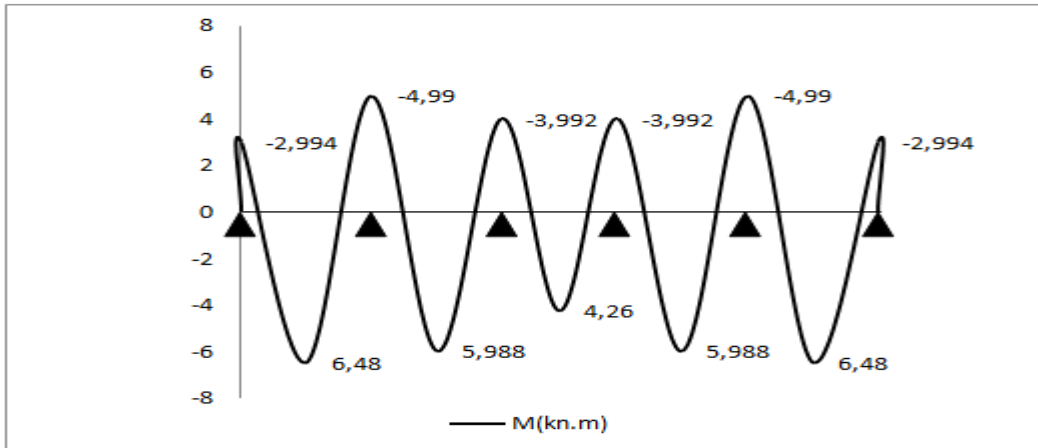
Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

**Tableau.III.3:**

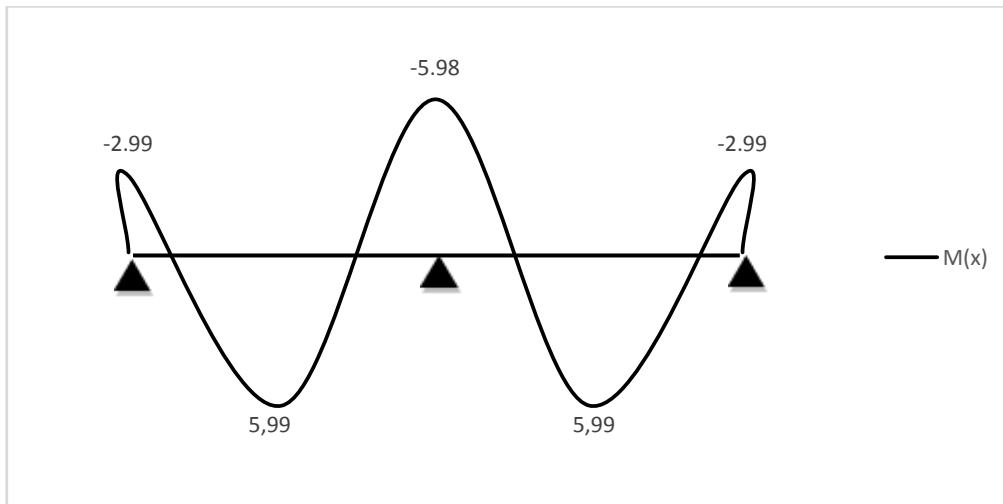
Travée	M <sub>0</sub> (KN.M)	M <sub>w</sub> (KN.M)	M <sub>e</sub> (KN.M)	M <sub>t</sub> (KN.M)	T <sub>w</sub> (KN.M)	T <sub>e</sub> (KN.M)
A-B	9,98	2,994	4,99	6,48	11,15	-12,33
B-C	9,98	4,99	3,992	5,988	12,04	-11,45
C-D	7,77	3,992	3,992	4,26	10,36	-10,36
D-E	9,98	3,992	4,99	5,988	11,45	-12,04
E-F	9,98	4,99	2,994	6,48	12,33	-11,15

Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

• Moments fléchissant :

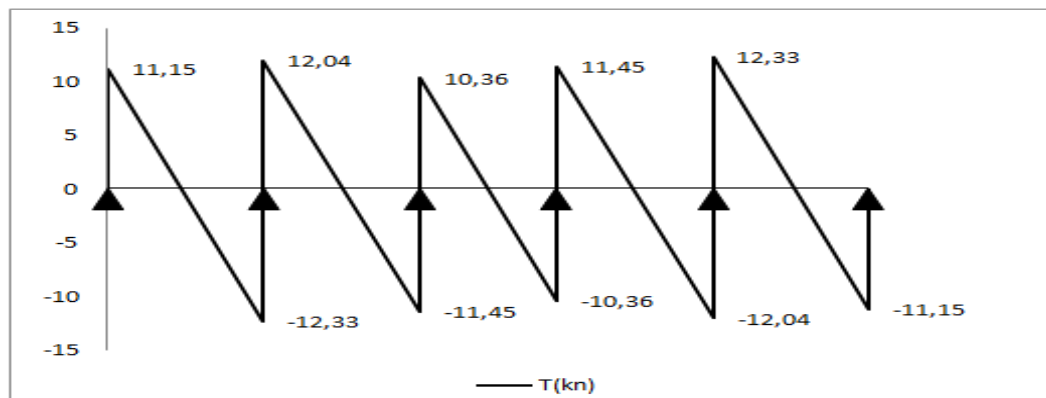


**Figure.III.15:** Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU (type 2).

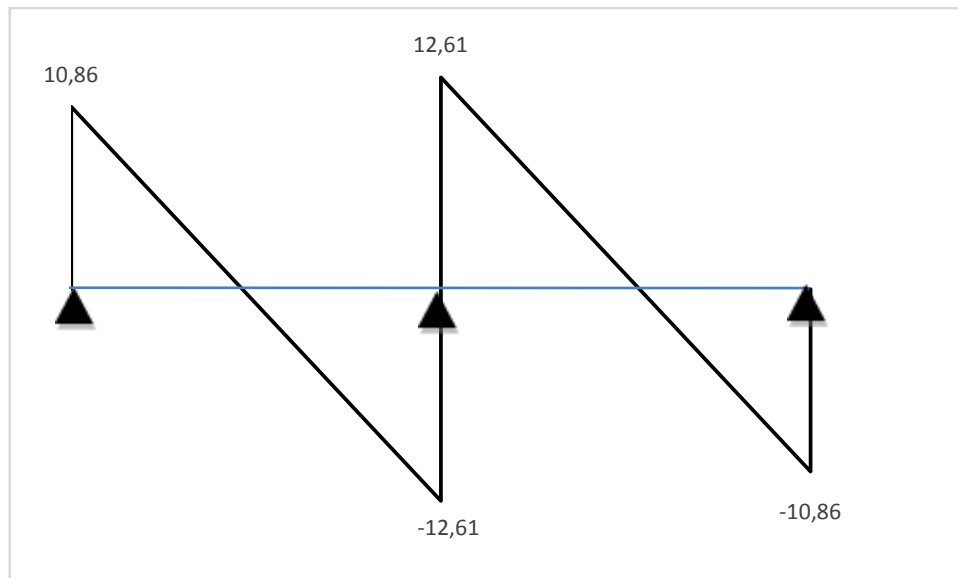


**Figure.III.16:** Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU (type 1).

• Efforts tranchant



**Figure.III.17:** Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU (type 2)



**Figure.III.18:** Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU (type 1)

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

En travée : = 6,48 KN.m

Sur appuis : = 4,99 KN.m

**a) Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$b = 65\text{cm}$  (largeur de la table de compression).

$h = 20\text{ cm}$  (hauteur total de plancher).

$b_0 = 12\text{cm}$  (largeur de la nervure).

$h_0 = 4\text{cm}$  (épaisseur de la table de compression).

$c = 2\text{cm}$  (enrobage des armatures inférieures).

$d = 18\text{cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

***En travée : (6,48KN.m)***

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times (d - h_0 / 2) \times f_{bu}$$

avec :  $f_{bu} = 14.2\text{ MPa}$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072\text{ KN.m}$$

$M'_{\max} \leq M \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression

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

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,48 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$  La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,999$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc :}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,48 \times 10^3}{0,999 \times 18 \times 348} = 1,04 \text{ cm}^2$$

**Soit**  $A_{st} = 03 \text{ HA10} = 2,35 \text{ cm}^2$

### Aux appuis

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,99 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$  La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc :}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{4,99 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 0,80 \text{ cm}^2$$

**Soit**  $A_{sa} = 01 \text{ HA12} = 1,13 \text{ cm}^2$

### b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

$\phi_l^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre  $\phi 8$ .

<b>Soit</b> $A_t = 2\phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$
---

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 8$ .

### L'espacement des cadres :

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement **St = 15 cm**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St} = \frac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ cm}$$

$S_t \geq 0.4 \text{ Mpa}$   $\implies$  condition vérifiée

➤ **Vérification à l'ELU :**

**1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

*En travée :*

$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$  ..... «Condition vérifiée»

*Aux appuis :*

$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$  ..... «Condition vérifiée»

**2) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{12,33 \times 10^3}{180 \cdot 120} = 0.57 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$  ..... « Condition vérifiée»

**3) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec  $\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures.

$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{12,33 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 120} = 0.20 \text{ MPa}$  ..... « Condition vérifiée»

**4) Ancrage des barres :**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$  sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \text{ , } l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à  $0,4l_s$  pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm}$$

**5) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c28}$  avec  $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

**Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 12,33 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

**Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 12,04 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

**6) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

**Appuis de rive :**

$$A = 1,13 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (12,33 - \frac{4,99}{0,9 \times 0,18}) = -0,53$$

$$A = 1,13 \geq -0,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

**Appuis intermédiaires :**

$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (12,04 - \frac{9,98}{0,9 \times 0,18}) = -1,42 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \geq -1,42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

**7) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  avec  $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{10,04 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

❖ Calcul à l'ELS:

a) Calcul des moments isostatiques :

$$q_s = G + Q = (5.10 + 2,5)0,65 = 4,94 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = 4.94 \text{ kN/ml}_s$$

$$\frac{q_s}{q_u} = 4.94 / 6,91 = 0.71$$

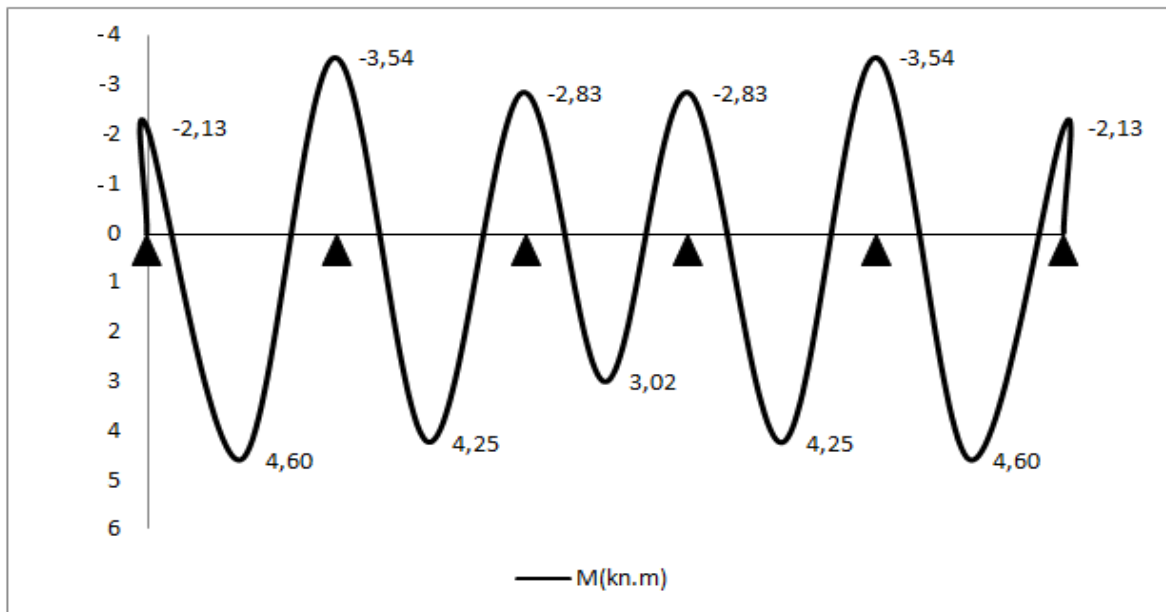
Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau :

**Tableau. III.4 :** Résultats de calcul des moments isostatiques

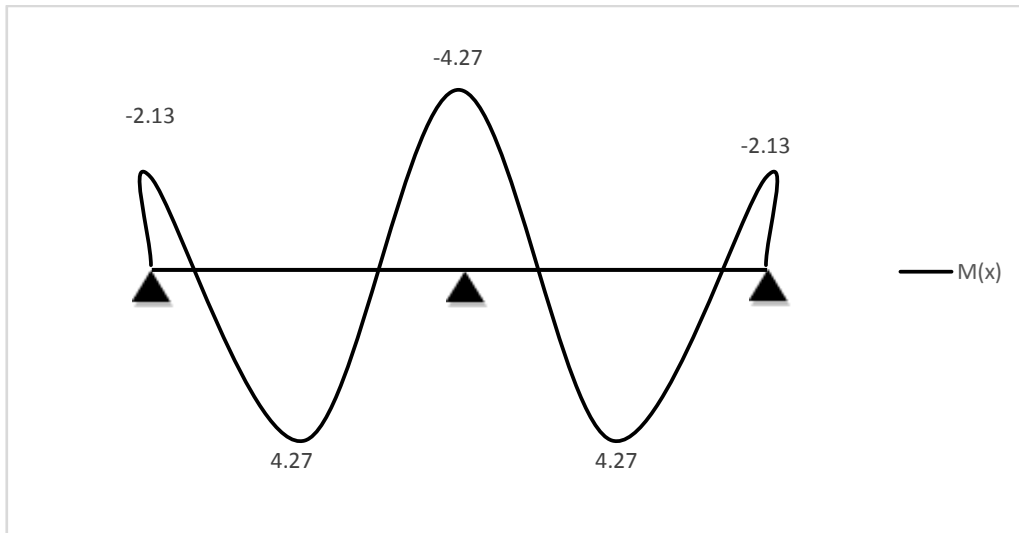
Travée	M <sub>0</sub> (KN.M)	M <sub>w</sub> (KN.M)	M <sub>e</sub> (KN.M)	M <sub>t</sub> (KN.M)	T <sub>w</sub> (KN.M)	T <sub>e</sub> (KN.M)
A-B	7,08	2,13	3,54	4,60	7,92	-8,75
B-C	7,08	3,54	2,83	4,25	8,55	-8,13
C-D	5,52	2,83	2,83	3,02	7,35	-7,35
D-E	7,08	2,83	3,54	4,25	8,13	-8,55
E-F	7,08	3,54	2,13	4,60	8,75	-7,92

**Diagrammes des efforts internes à l'ELS :**

• Moments fléchissant

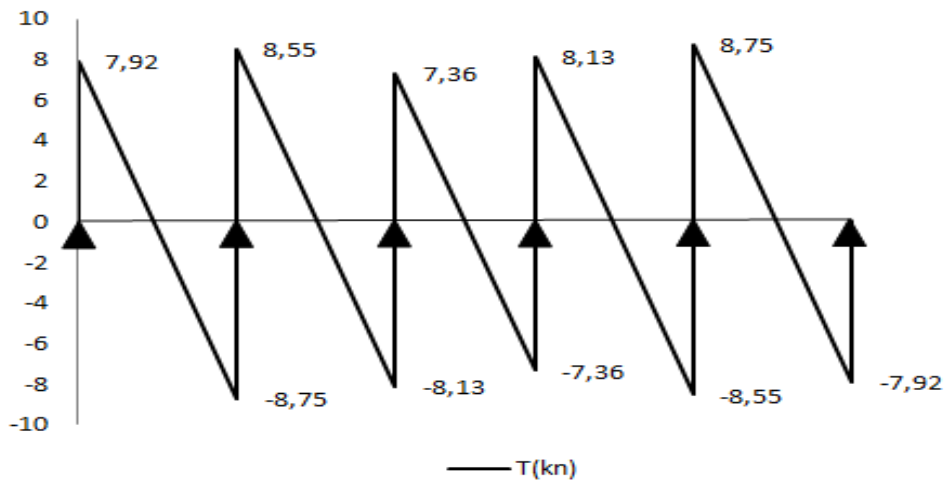


**Figure.III.19 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (type 2)

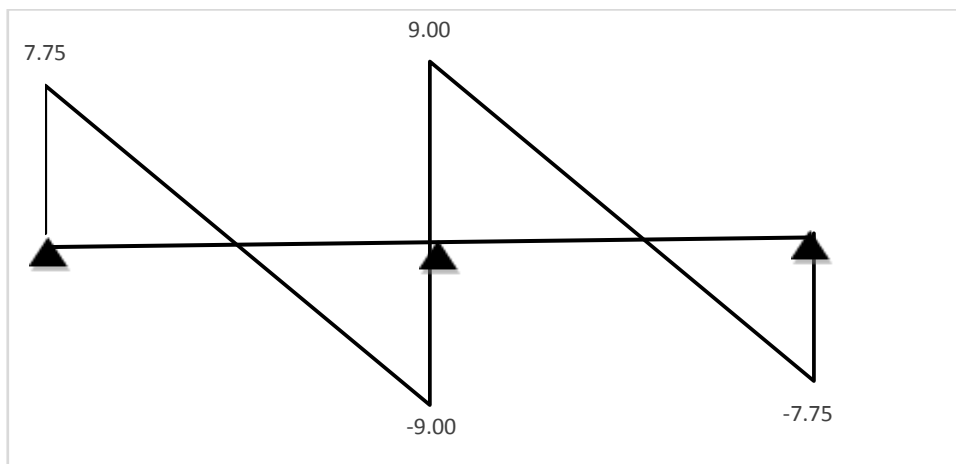


**Figure.III.20:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (type 1)

• **Efforts Tranchants :**



**Figure.III.21 :** Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS (type 2)



**Figure.III.22 :** Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS (type 1)

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

**1) Etat limite de résistance du béton en compression :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**En travées :  $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$**

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087$$

$$\rho = 1,087 \Rightarrow \beta_1 = 0,856, \alpha_1 = 0,432 \text{ et } k_1 = 19,72$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{4,60 \times 10^3}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 127,0,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 127,04 / 19,72 = 6,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :  $A_a = 1,13 \text{ cm}^2$**

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,891 \quad \alpha_1 = 0,327 \quad \text{et } k_1 = 30,87$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{3,54 \times 10^3}{1,13 \times 0,891 \times 18} = 195,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k = 195,34 / 30,87 = 6,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**2) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer

**3) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :**

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.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \dots\dots\dots 20/340 > 1/22.5$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots\dots 20/340 > 4,60 / 15 \times 7,08$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots 2.35/(12 \times 18) \leq 3,6/400$$

**Remarque :** Toutes les conditions sont vérifier alors le calcul de flèche n'est pas nécessaire. Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux.

**Conclusion**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

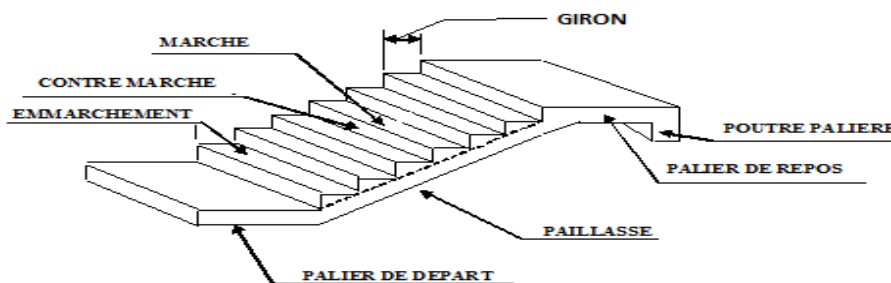
- Armatures en travées : **3 HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>.**
- Armatures en appuis : **1HA12 = 1.13 cm<sup>2</sup>.**
- Armatures transversales : **2HA8=1.00 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **15 cm.**

**III.3 : Calcul des escaliers :**

**III.3.1 : Introduction :**

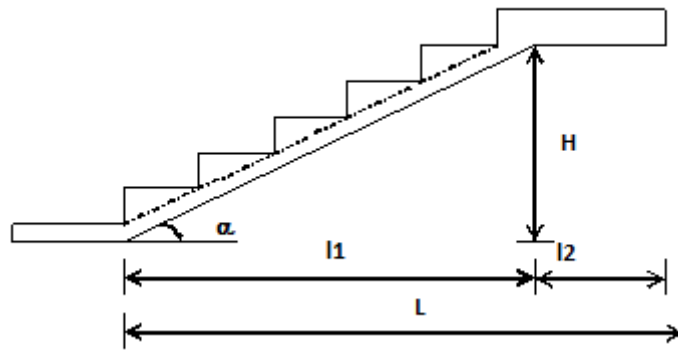
Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers qui mène du premier jusqu'au dernier niveau et une autre cage qui mène du deuxième sous sol au rez de chaussée.

**III.3.2 : Terminologie :**



**Figure.III.23 :** Schéma des escaliers

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l<sub>2</sub> : largeur du palier
- l<sub>1</sub> : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier



**Figure.III.24 :** Schéma statique d'escalier

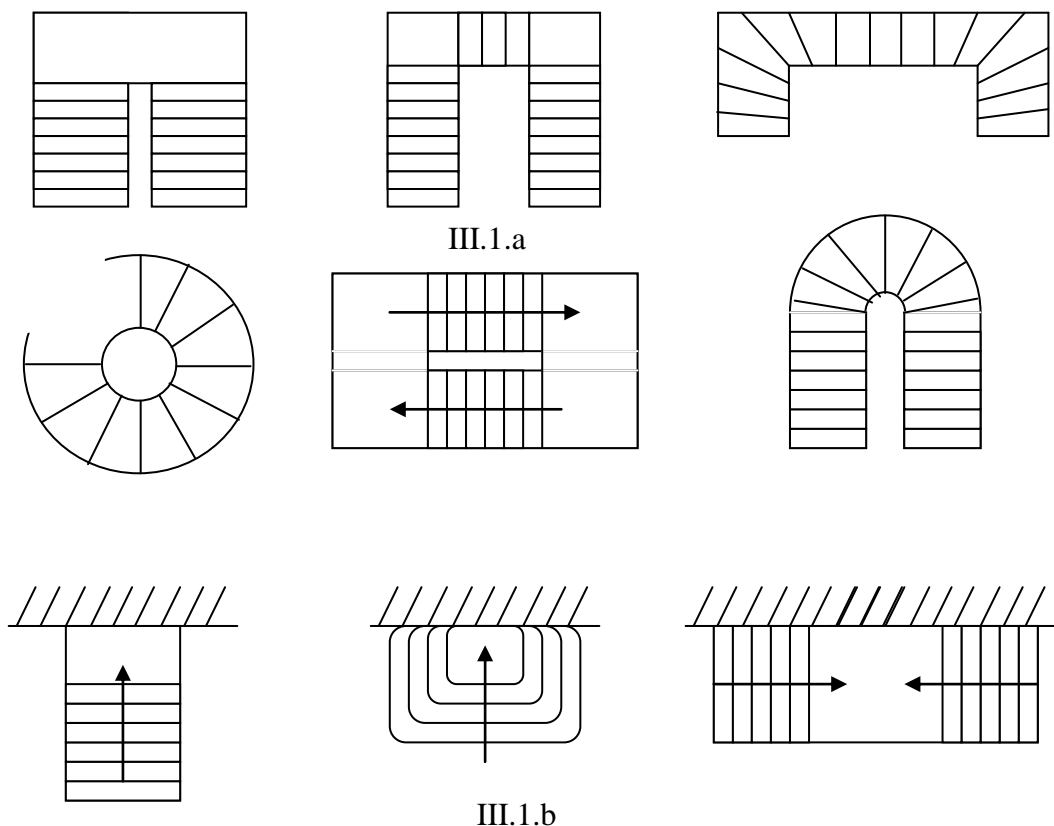
**III.3.3 : Les différents types d'escaliers :**

On peut pratiquement et à condition que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe qu'elle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le coté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure III.1.a. Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées. La figure III.1.b donne quelques exemples.



## III.3.4 : Pré dimensionnement de l'escalier :

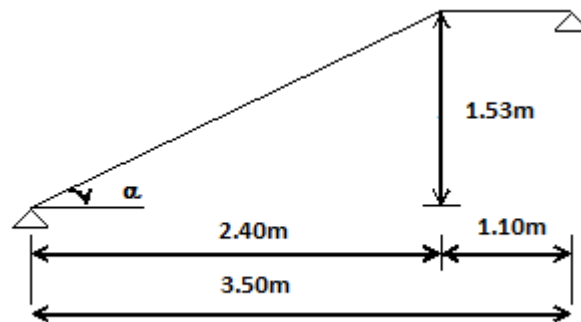


Schéma statique

On prend compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

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

a) Le nombre de contre marche :

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

b) Le nombre de marches :

$$m = n - 1$$

le rapport ( $r = \frac{h}{g}$ ) est appelé raideur de l'escalier.

L'emmarchement doit être  $\geq 1.20$  m

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 \geq 1.10 \text{ ou } l_2 \geq 3.g$$

Avec :

H : la hauteur d'une volée

c) Application :

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

On aura :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad H = 3.06/2$$

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

$$g = L/(n-1) = 240/8 \quad g = 30 \text{ cm}$$

$59\text{cm} \leq g + 2h = 30+2(17)=64 \leq 66\text{cm}$  .....**la condition est vérifiée.**

L’emmarchement est de  $1.20\text{ m} \geq 1.20\text{m}$ .....**la condition est vérifiée.**

La profondeur du palier de repos est :

$l_2 = 1.10 \geq 0.90$  ..... **la condition est vérifiée.**

**III.3.5 :Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l’épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = \mathbf{32,52}$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos\alpha} + 110 = \mathbf{394.69\text{ cm}}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{394.69}{30} \leq e_p \leq \frac{394.69}{20}$$

$$13,15\text{ cm} \leq e_p \leq 19.73\text{ cm}$$

on opte pour :  $e_p = \mathbf{17\text{cm}}$

❖ **Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d’emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

• **Charges permanentes :**

**Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse :  $\frac{25 \times 0,17}{\cos(32.52)} \dots\dots\dots = 5,04\text{ kN/ml}$

- Poids de la marche :  $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 2,12\text{ kN/ml}$

- Poids des revêtements : carrelage scellé, mortier de pose, couche de sable

$$G_t = (0.4 + 0.6 + 0.36) \times 1\text{m} = 1.36\text{ kN/ml}$$

-La charge totale du la paillasse :  $5.04 + 2.12 + 1.36 \dots\dots\dots \mathbf{G_t = 8.52\text{kN/ml}}$

**Palier :**

Poids propre du palier :  $25 \times 0,17 \times 1 \dots\dots\dots = 4,25\text{ KN/ml}$

Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) :  $0.36 + 0.6 + 0.4 + 0.2 \dots\dots\dots = 1.56\text{ KN/ml}$

La charge totale du palier :  $4,25 + 1,56 \dots \dots \dots G_t = 5,81 \text{ N/ml}$

• **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR BC, 2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

• **Combinaison des charges et surcharges :**

- **Etat limite ultime : ELU**

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,52 + 1,5 \times 2,5 = 15,25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,81 + 1,5 \times 2,5 = 11,60 \text{ KN/ml}$$

❖ **Efforts internes :**

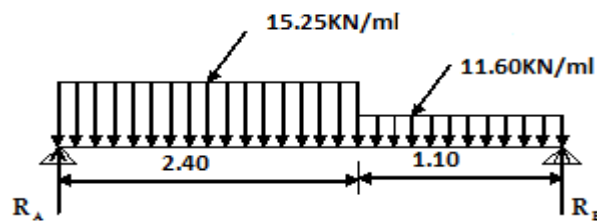


Schéma statique de calcul à l'ELU

❖ **Etat limite ultime :**

- **Calcul des réactions d'appuis :**

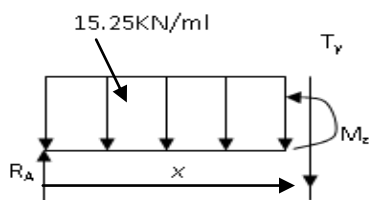
$$R_A + R_B = (15,25 \times 2,40) + (11,60 \times 1,1) = 49,36 \text{ KN}$$

$$R_A = 26,06 \text{ KN}$$

$$R_B = 23,30 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$  :



$$T_y(x) = -15,25x + 26,06$$

$$\begin{cases} T_y = 26,06 \text{ kN} & \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -10,54 \text{ kN} & \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z(x) = -7,625x^2 + 26,06x$$

$$\begin{cases} M_z = 0,00 \text{ kN.m} & \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 18,624 \text{ kN.m} & \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \end{cases}$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0m \leq x \leq 1.10m$  :

$$T_y(x) = 11.60x - 23.30$$

$$\begin{cases} T_y = -23.30 \text{ kN} & \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ T_y = -10.54 \text{ kN} & \text{pour } x = 1.10 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z(x) = -11.60 \frac{x^2}{2} + 23.30x$$

$$\begin{cases} M_z = 0 \text{ kN.m} & \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ M_z = 18.612 \text{ kN.m} & \text{pour } x = 1.10 \text{ m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15.25x + 26.06 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,71\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1.71\text{m}$ .

Donc :

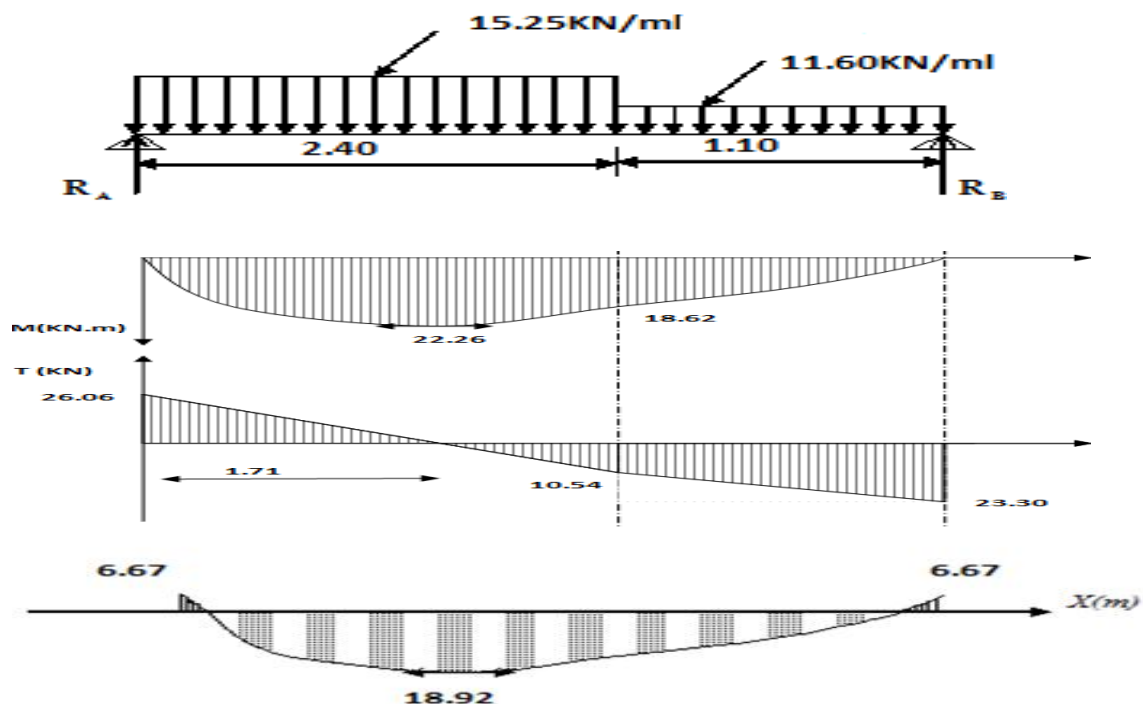
$$M_z^{max} = -15.25 \frac{1.71^2}{2} + 26.06 \times 1.71$$

$$M_z^{max} = 22.26 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_a = -0,3 M_z^{max} = -6.67 \text{ kN.m}$
- en travées :  $M_t = 0,85 M_z^{max} = 18.92 \text{ kN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

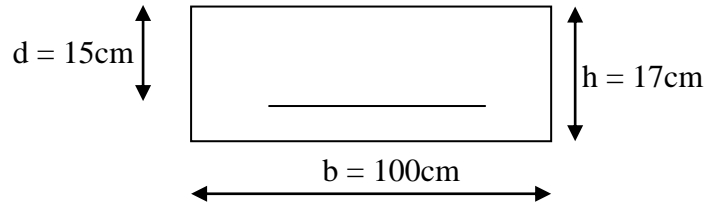


**Figure.III.25:** Diagramme des efforts à l'ELU

❖ Calcul des armatures:

Aux appuis :

$$M_a = 6.67 \text{ kN.m}$$



• Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.67 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,021 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,021 \Rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{6.67 \times 10^3}{0,989 \times 15 \times 348} = 1,29 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA8** ( $A_a = 2.51 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

• Armatures de répartition :

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

On opte pour **4HA8** ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $15 \text{ cm}$

En travées :

$$M_t = 18.92 \text{ kN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.92 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,059 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,059 \Rightarrow \beta_u = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{18.92 \times 10^3}{0,969 \times 15 \times 348} = 3.74 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12** ( $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8** ( $A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

III.3.6 : Vérification à l'ELU :

• Condition de non fragilité : [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 2.51\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,81\text{cm}^2$ ..... **La condition est vérifiée**
- En travées :  $A_t = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,81\text{cm}^2$ ..... **La condition est vérifiée**

**Espacement des barres :**

**- Armatures principales :**

- Aux appuis :  $e = 20\text{cm}$  }  $\leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ ..... **La condition est vérifiée.**
- En travées :  $e = 20\text{cm}$  }

**- Armatures de répartition :**

- Aux appuis :  $e = 15\text{cm}$  }
- En travées :  $e = 15\text{cm}$  }  $\leq \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ .....**La condition est vérifiée.**

• **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{\text{umax}} = 26.06\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{26.06 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,173\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.173\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\text{max}}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 18.84\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.06 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188.4} = 1.02\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.02\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque d'entraînement des barres

• **Ancrage des armatures aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22\text{cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0,4 Ls** pour les aciers **HA**.

$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 28,22 = 11,29 \text{ cm.}$

Soit :  $L_a = 11,30 \text{ cm}$

**III.3.7: Etat limite de service :**

• **Combinaison de charges :**

**Palier :**  $q_{s1} = (G+Q) = (5.81+2.5) \times 1\text{m} = 8.31\text{kN/ml}$

**Pallasse :**  $q_{s2} = (G+Q) = (8.52+2.5) \times 1\text{m} = 11.02\text{kN/ml}$

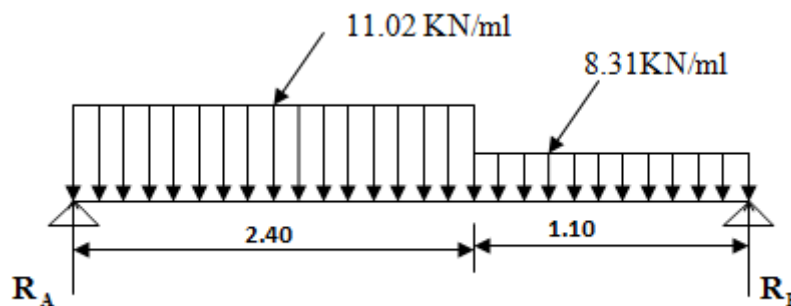


Schéma statique de calcul à l'ELS

- **Calcul des réactions d'appuis :**

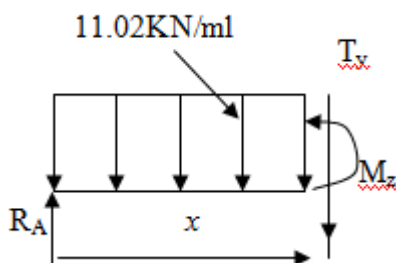
$R_A + R_B = 35.58 \text{ KN}$

$R_A = 18.81 \text{ KN}$

$R_B = 16.77 \text{ KN}$

- **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$  :**



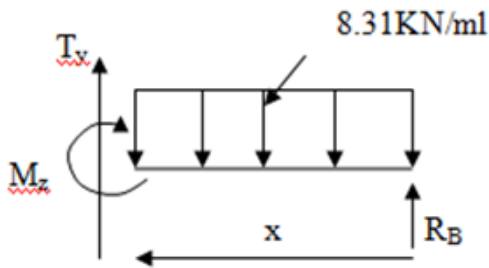
$T_y = -11.02x + 18.81$

$$\begin{cases} T_y = 18.81 \text{ kN} & \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -7.63 \text{ kN} & \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$

$M_z = -11.02 \frac{x^2}{2} + 18.81x \Rightarrow$

$$\begin{cases} M_z = 0 & \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 13.42 \text{ kN.m} & \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1.10 \text{ m}$  :



$$T_y = 8.31x - 16.77$$

$$\begin{cases} T_y = -16.77 \text{ kN} & \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -7.62 \text{ kN} & \longrightarrow & \text{pour } x = 1.10\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -8.31 \frac{x^2}{2} + 16.77x \Rightarrow$$

$$\begin{cases} M_z = 0 & \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 13.42 \text{ kN.m} & \longrightarrow & \text{pour } x = 1.10\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.02x + 18.81 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,70\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,70\text{m}$ .

Donc :

$$M_z^{max} = -8.31 \frac{1.70^2}{2} + 16.77 (1.70)$$

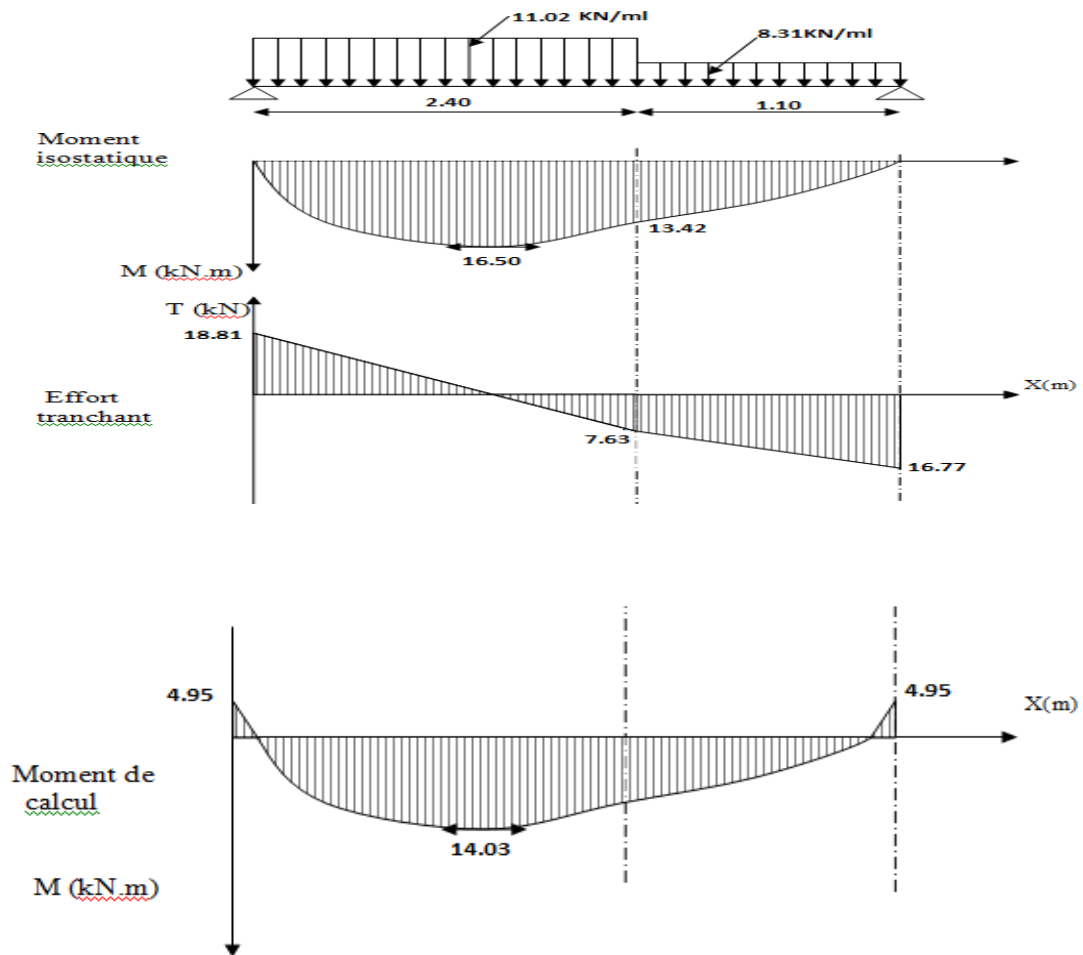
$$M_z^{max} = 16.50 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_a = -0,3 M_z^{max} = -4.95 \text{ kN.m}$

- en travées :  $M_t = 0,85 M_z^{max} = 14.03 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



**Figure.III.26:** Diagramme des efforts à l'ELU

**III.3.8 : Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travées :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.376$$

$$\rho = 0.376 \Rightarrow \beta_1 = 0.905 \Rightarrow \alpha_1 = 0.285 \Rightarrow K = 37.63$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{16.50 \times 10^3}{5.65 \times 0.905 \times 15} = 215.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{215.15}{37.63} = 5.76 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... **condition vérifiée.**

-Aux appuis :  $A_a = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 15} = 0.167$$

$$\rho = 0.167 \Rightarrow \beta_1 = 0.933 \quad , \quad \alpha_1 = 0.201 \quad \text{et} \quad K = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{4.95 \times 10^3}{2.51 \times 0.933 \times 15} = 140.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{140.92}{59.63} = 2.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.17}{3.5} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

• **Calcul de la flèche :**

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

Avec :

$E_v$  : Module de la déformation différée.

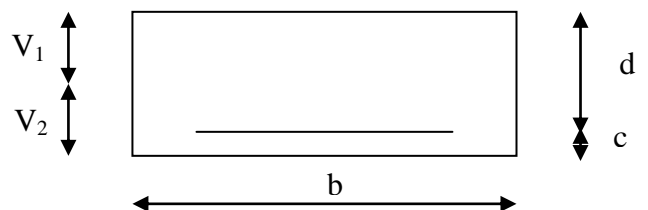
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{ 11.02 \text{ KN/ml}, 8.31 \text{ KN/ml} \} = 11.02 \text{ KN/ml.}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

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



$S_{xx}$  : Moment statique ;  $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée ;  $B_0 = b.h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 8.80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,80 = 8,20 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \left( \overline{8.80^3} + \overline{8.20^3} \right) + 15 \times 5.65 (8.20 - 2)^2$$

$$I = 44352,45 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (11.02 \times 3.50^4)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 44352.45 \times 10^{-8}} = 0.0049$$

$$f < \overline{f} = 350/500 = 0.70 \text{ cm} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

## IV. Modélisation

### IV.1. Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS**.

Pour notre étude nous avons utilisé *ETABS Version 9.7.1*

### IV.2. Description du logiciel ETABS

ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) 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 descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

### IV.3. Etapes de Modélisation

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.7.0, et les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Définir la géométrie de base de la structure.

2. Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.
3. Introduire les charges statiques et dynamiques.
4. Spécifier les conditions aux limites.
5. Lancer l'analyse.
6. Visualiser les résultats.

#### IV.3.1. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

D'après l'article 4.1.2 du RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS 9.6.0).

#### IV.3.2. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### IV.3.3. La modélisation

##### IV.3.3.1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser

###### IV.3.3.1.1. Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m comme unité de base pour les forces et déplacements :

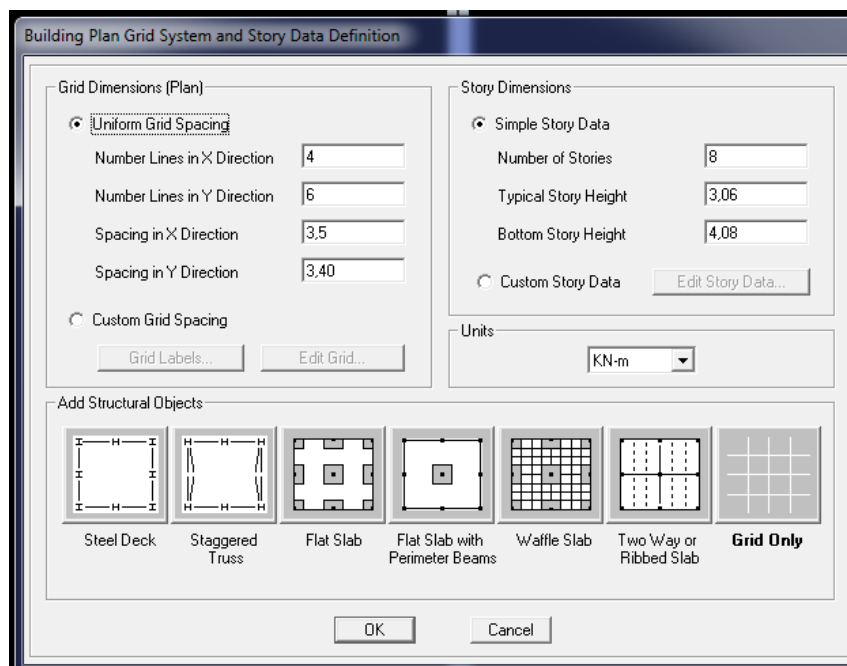
###### IV.3.3.1.2. Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : File ew model

- « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- « **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Après avoir cliqué sur l'une des commandes on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- les hauteurs des différents étages.
- le nombre d'étages.
- les longueurs des travées.
- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



**Figure. IV. 1 :** Différents modèles de structures prédéfinies par ETABS et lignes de grilles

Après introduction des données, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

### IV.3.3.2. Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments

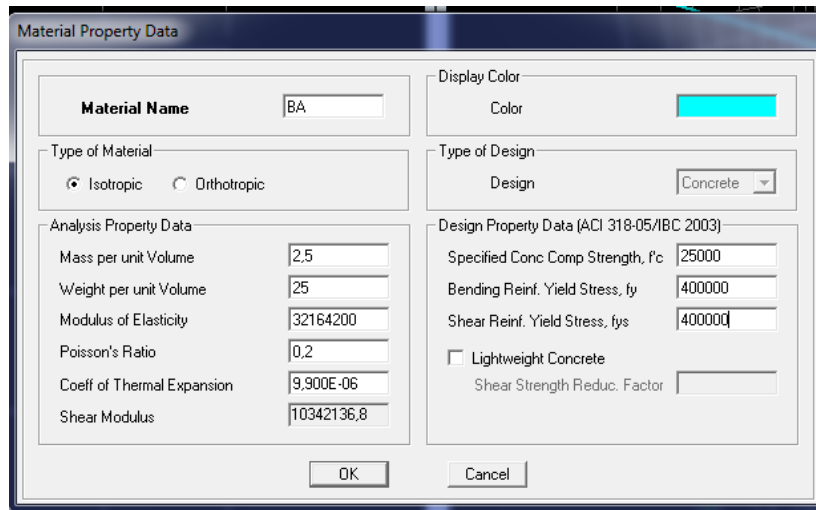
#### IV.3.3.2.1. Propriétés mécaniques

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur → **Define Material proprietes** ou bien 

On sélectionne le matériau **CONC.**

**Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :




**Figure. IV.2:** Définition des propriétés mécanique des matériaux

Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (II) est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».

#### IV.3.3.2.2. Spécification des propriétés géométriques des éléments

- **Les éléments barres :(poteaux, poutres)**

Nous choisissons le menu **Define**→**Frame sections**. Ou bien on clique sur l'icône .  
Icône **properties**→ on sélection tout →**delete property**

Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular** « ajout de sections. »

- ✓ **Les poteaux**

Pour définir les sections des poteaux (45x45),(40x40),(35x35),(30x30) de notre structure on clique sur :

**Reinforcement**→ une fenêtre **rienforcement** s'ouvre →coucher **column**.

- ✓ **Les poutres :**

Pour définir les sections des poutres principales et secondaires ( 25x30) et pour les poutres de chinage et les poutres palier (20x30) de notre structure on clique sur :

**Reinforcement**→ une fenêtre **renforcement** s'ouvre →coucher **Beam**.

- **Les éléments plaques (voiles et dalles pleines)**


On distingue trois types des éléments plaques qui sont :

**Eléments Shell** : Il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles.

Les sections sont définies par l'épaisseur.

**Eléments membrane**: il est utilisé pour les éléments minces.

**Eléments plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

✓ **Voiles** : On choisit le menu **Define** → **wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties** → on sélectionne tout → **delete property**

Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular** « ajout de sections »

On clique sur **Add new wall** on spécifie le nom et l'épaisseur.

✓ **Dalles pleines**

**Define** → **wall/ slab/ deck sections**, ou bien on clique sur 

Puis on clique sur **Add new slab** on spécifie le nom

#### IV.3.3.2.3. Affectation des sections aux différents éléments des portiques


✓ **Les poutres**

**Draw** → **Draw line objects** → **create lines in region**; ou bien on clique sur 

Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

✓ **Pour les poteaux**

**Draw** → **Draw line objects** → **create columns in region or at clicks**;

Ou bien on clique sur (  )

Cliquer sur les points des poteaux pour les dessiner

✓ **Pour les voiles**

Pour dessiner un voile par précision de sa longueur :

**Draw** → **draw Area objects** → **Draw walls**

Il s'affiche une fenêtre :

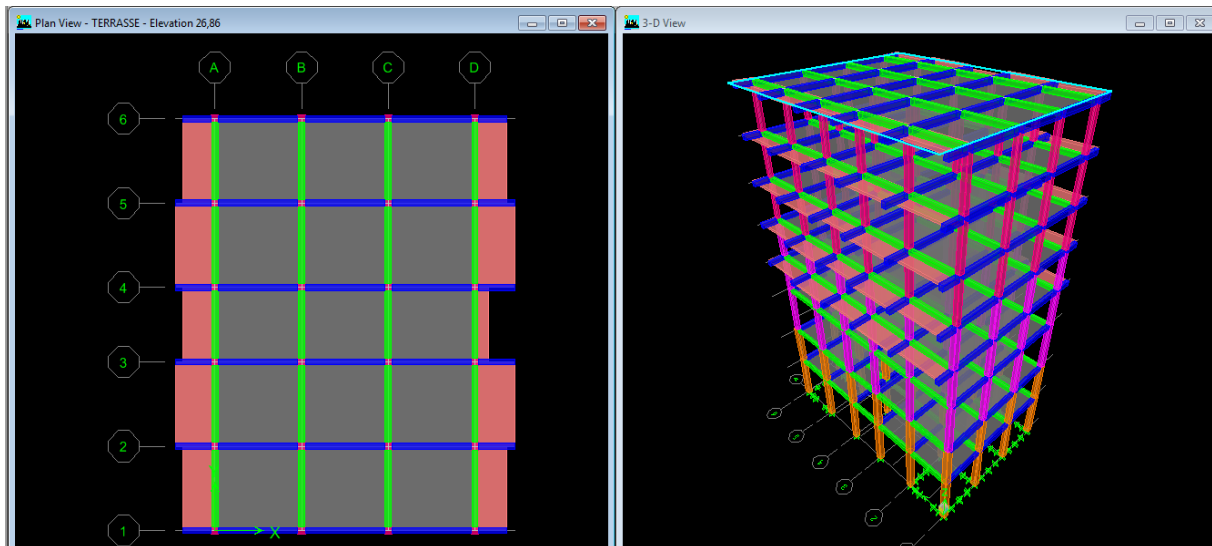
→ **Properties Of Object** → **none** choisir le nom de la section : voile

→ **Drawing Control** → **FixedLength** « l » on donne sa longueur

✓ **Les plancher en corps creux**

La méthode est même que celle utilisée pour les dalles pleines rectangulaire. Le sens de distribution des charges (sens des poutrelles) peut être modifié grâce à l'option « **Local Axis**».

Tous les étapes précédentes nous feront aboutir à la structure suivante :



## IV.4. Introduire les charges statiques et dynamiques

### IV.4.1. Introduction des charges statiques

Pour introduction des charges statiques il faut d'abord les définir on clique sur :


**Define**⇒**static load cases** ou bien on clique sur 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, tels que, on distingue les charges permanentes (**G** ou **DEAD**), d'exploitations (**Q** ou **LIVE**), sismiques (**QUAKE**), vent (**WIND**), de neige(**SNOW**).

#### **Pour charger les éléments plaques :**

On sélection les dalles a chargé puis on clique sur :

**Assing**⇒**shell/area Loads**⇒**Uniform**.

Ou bien on clique sur l'icône .

#### **Pour charger les éléments barres (les poutre secondaire) :**

On sélection les poutres secondaires a chargé puis on clique sur :

**Assing**⇒**frame/line Loads**⇒**distributed**.

Ou bien on clique sur l'icône .

### IV.4.2. Introduire les dynamiques

✓ Introduction du spectre de réponse (E) selon le **RPA/99 version 2003**

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône :



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  $T$ .

- **Données à introduire dans le logiciel**

- Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient comportement : 5
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3 (Voir rapport de sol **Chapitre 1**).
- Facteur de qualité (Q):  $Q=1+q \rightarrow Q=1.20$

On clique sur **Text** puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define Response → Spectrum Function → Spectrum from file.**


✓ **Définition de la charge sismique  $E_x$  et  $E_y$**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique  $E$  suivant les deux directions  $X$  et  $Y$ .

On clique sur : **Define⇒Response Spectrum Cases**  ⇒ **Add New Spectrum.**

#### IV.4.3. Combinaison de charge

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

**Define→ load combinations** ;ou bien cliquer sur l'icône 

On introduit les combinaisons de charges :

Les combinaisons accidentelles d'après **RPA**

**$G+Q±E$ .**

**$0.8G±E$ .**

**$G+Q±1.2^E$ .**

D'après le **BAEL** les combinaisons de charges sont :

**ELU : 1.35G+1.5G.**

**ELS : G+Q.**

#### IV.4.4. Spécifier les conditions aux limites

Dans cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

##### IV.4.4.1. Les Appuis

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastres, ou comme encastres avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'ETABS on :

- Sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :


**Assing** → **joint/ point** → **restraints**. Ou bien cliquer sur l'icône 

##### IV.4.4.1.1. Définition de la masse sismique

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme dont cette masse égale :

$$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération ;  $\beta = 0.2$ .

L'instruction : Définir → masse source 

Nous permettons l'introduction de cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

##### IV.4.4.1.2. Les diaphragmes

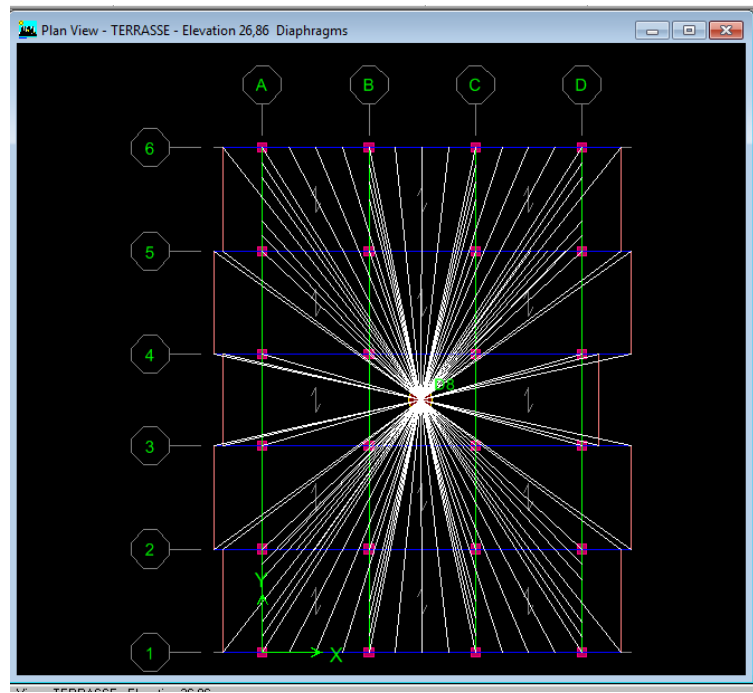
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assing** → **joint/ point** → **Diaphragme**. Ou bien cliquer sur l'icône 

Une boîte de dialogue intitulée **Assing Diaphragme** apparaît tel que les paramètres doivent être définis comme suite :

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.



## IV.5 Vérification des RPA

### IV.5.1. Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre .C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

C'est pour cela qu'avant de passer à l'étape de ferrailage des éléments structuraux, le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (**RPA99) version 2003 [01]** exigent la satisfaction des conditions suivantes :

### IV.5.2. Vérification de la période empirique T

#### IV.5.2.1. Calcul de la période empirique :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par **le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**.

$$T_1 = 0,05 \times (26,86)^{3/4} = 0,589 \text{ s}$$

**IV.5.2.2. Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T$$

$$T_{\text{maj}} = 0,589 + 30\% \times 0,589 = 0,765\text{s}$$

**Avec :**

T : La période calculée.

$T_{\text{maj}}$  : La période majorée.

**IV.5.2.3. Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on obtient la période :

$$T_{\text{etabs}} = \mathbf{0,766\text{s}}$$

$T_{\text{etabs}}$  : Période d'ETABS.

$$T = 0,589\text{ S} < T_{\text{etabs}} = \mathbf{0,766\text{ S}} < T_{\text{majorée}} = 0,765\text{ S}$$

→ **La période est vérifiée.**

**IV.5.2.4. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale**

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**).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué

ci-après :

**Tableau. IV. 1:** Tableau des modes et de la masse participante.

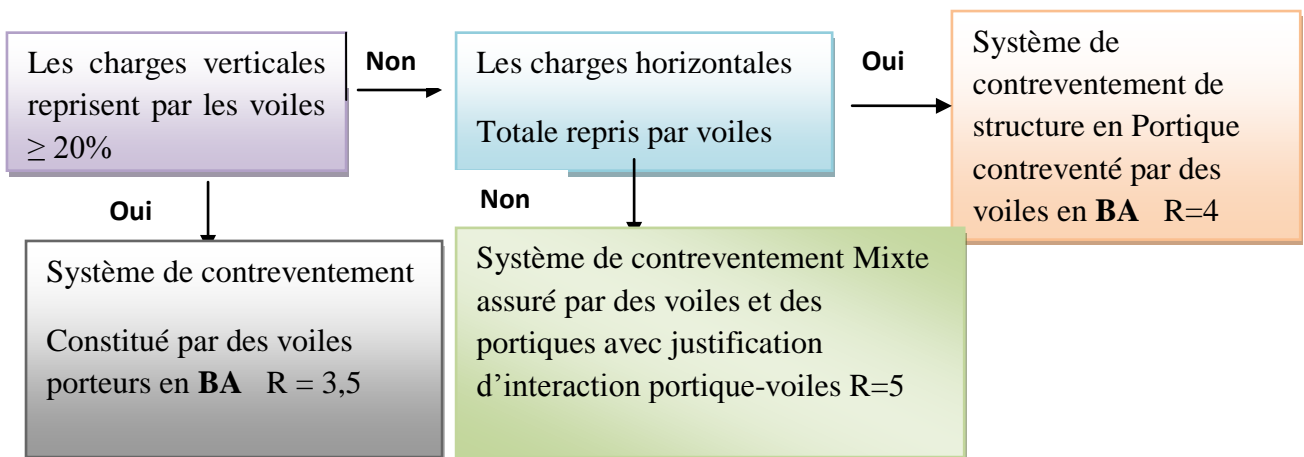
Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
<b>1</b>	0,766794	0,0011	77,2732	0,0011	77,2732	0,0025	0,0025
<b>2</b>	0,258071	75,0084	0,0153	75,0094	77,2884	0	0,0025
<b>3</b>	0,203746	0	0,0001	75,0094	77,2885	76,0179	76,020
<b>4</b>	0,193545	0,0457	11,8377	75,0551	89,1262	0,0027	76,023
<b>5</b>	0,083799	0,0031	5,4107	75,0582	94,5369	0,0017	76,024
<b>6</b>	0,061667	17,338	0,0011	92,3962	94,538	0	76,024
<b>7</b>	0,0504	0	0,0322	92,3962	94,5701	16,4625	92,487
<b>8</b>	0,048946	0,0002	2,764	92,3964	97,3342	0,171	92,658
<b>9</b>	0,030788	0,0001	1,1918	92,3966	98,5259	0,0024	92,660
<b>10</b>	0,030028	4,9713	0,0005	97,3679	98,5264	0	92,660
<b>11</b>	0,025055	0	0,0003	97,3679	98,5267	4,914	97,574
<b>12</b>	0,02157	0,0001	0,8524	97,3679	99,3791	0,0012	97,575

- Ce modèle présente une période fondamentale  $T=0,766$  s
- Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> sont des modes de translation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 4 modes que la masse éteigne les 90% selon RPA99vs 2003.

**IV.5.3. Justification du système de contreventement**

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Nous avons :



**R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par

Le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

**IV.5.3.1. Le pourcentage de la charge horizontale repris par des voiles :**

➤ Selon XX

Niveaux	Charges totales (KN)	Charges Voiles (KN)	Pourcentages %
5	483,67	456,84	94,45
4	897,32	863,66	96,24
3	1208,87	1169,36	96,73
2	1467,37	1402,78	95,59
1	1682,60	1607,63	95,54
RDC	1832,33	1775,86	96,91
S-Sol 1	1944,60	1859,87	95,64
S-Sol 2	2008 ,51	1881,95	93,69

$$1^{\text{er}} \text{ étage} : \frac{V_{\text{voil}}}{V_T} \times 100 = \frac{1881,95}{2008,51} \times 100 = 93,69 \%$$

$$R(\%) = \frac{93,69 + 95,64 + 96,91 + 95,54 + 95,59 + 96,73 + 96,24 + 94,45}{8}$$

$$R(\%) = 95,59 \%$$

Selon x le calcul de pourcentage des voiles est de **95,45 %** et le pourcentage des portiques est de **95,59 > 25%** ———> Donc la structure est contreventée par **portiques - voiles**

➤ Selon YY

Niveaux	Charges totales (KN)	Charges Voiles (KN)	Pourcentages %
5	356,91	215,05	60,25
4	647,04	484,42	74,86
3	886,87	704,02	79,38
2	1088,89	802,20	73,67
1	1263,54	952,20	75,35
RDC	1383,26	1193,89	86,30
S-Sol 1	1458,57	1120,78	76,84
S-Sol 2	1496,57	1281,67	85,64

$$1^{\text{er}} \text{ étage} : \frac{V_{\text{voil}}}{V_T} \times 100 = \frac{1554,6131}{1955,518} \times 100 = 79,49\%$$

$$R(\%) = \frac{85,64 + 76,84 + 86,30 + 75,35 + 73,67 + 79,38 + 74,86 + 60,25}{8}$$

$$R(\%) = 76,53\%$$

Selon x le calcul de pourcentage des voiles est de **57,23%** et le pourcentage des portiques est de **76,53 > 25%** ———> **Donc la structure est contreventée par portiques – voiles**

#### IV.5.3.2. Le pourcentage de la charge verticale repris par des voiles :

Selon Z : Niveau	Charge [KN]			Pourcentage [%]	
	Totale	Portiques	Voiles	Portique [%]	Voiles [%]
S-Sol 1	20250,78	8917,14	11333,29	44,03	55,97

Selon x le calcul de pourcentage des voiles est de **55,97% > 20%** et le pourcentage des portiques est de 44,03% **→ Donc la structure est contreventée par voiles**

#### Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20 c/odes sollicitations dues aux charges Verticales et la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le RPA99/2003 le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé

#### IV.5.4. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a 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.

##### IV.5.4.1. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1RPA99VS2003)$$

##### Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A:coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.(Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99) :

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Pour notre cas on a :

- Groupe d'usage 2
  - Zone sismique IIa
- }  $\rightarrow A = 0,15$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\xi$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

**T<sub>2</sub>**: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 du RPA99/version2003**.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s.}$$

Dans notre cas :

$$T_2=0,5s < T_{etabs}=0,765 \text{ s} < 3s$$

Donc:

$$D = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$  est le coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif,

Du type de structure et de l'importance des remplissages.

Il est donné par le **tableau (4.2/RPA 99)** présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
<b>Léger</b>	6	4	10

Dans notre cas on a une structure composée des portiques en béton armé et des voiles en béton armé un remplissage dans  $7 \leq \xi \leq 10$

alors on prend  $\xi = 8,5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,44 > 0,7 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Alors :

$$D = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,44 \left(\frac{0,5}{0,765}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,900$$

- **Q=1.20** : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ Art4. 4RPA99vs2003}$$

**Tableau. IV. 2:**Facteur de qualité Q.

Critères	Observé(Oui/ Non)	Valeur des P <sub>q</sub>
<b>1-Condition minimales sur les files de contreventement</b>	Non	0,05
<b>2-Redondance en plan</b>	Non	0,05
<b>3-Régularité en plan</b>	Oui	0
<b>4-Régularité en élévation</b>	Oui	0
<b>5-Contrôle de qualité des matériaux</b>	Oui	0
<b>6-Contrôle de qualité de l'exécution</b>	Oui	0
	$\sum P_q$	<b>0,1</b>

D'où :

$$Q_x = Q_{\text{eff}} = 1 + 0,10 = 1,10$$

$$W_t = 38876,018 \text{ KN}$$

**W<sub>t</sub>**: Poids total de la structure donné par ETABS

## IV.5.4.2. Tableau récapitulatif des résultats

**Tableau. IV. 3** : Récapitulatif des résultats.

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	0,900
Facteur de qualité Q	1,10
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure $W_t$ [kN]	20493,12

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule

$$V_{RPA} = \frac{0,15 \times 0,90 \times 1,10}{3,5} \times 20493,12 = 893,493 \text{ kN.}$$

## IV.5.4.3. Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display** → **show tables** → **modal Information** → **building modal information** → **Response spectrum base reactions**

Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront dans un tableau ; Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x \text{ dyn}} = \text{Max } F_1 = 2009,29 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = \text{Max } F_2 = 1502,98 \text{ KN}$$

**a. Vérification :**

- **Sens longitudinal :**

**Condition vérifiée.**

$$V_{x \text{ dyn}} = 2009,29 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 893,493 \text{ KN} = \mathbf{695,595 \text{ KN}}$$

→ **Condition vérifiée.**

- **Sens transversal :**

$$V_{y \text{ dyn}} = 1502,98 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 893,493 \text{ KN} = \mathbf{695,595 \text{ KN}}$$

→ **Condition vérifiée.**

**On a :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$

**Donc :** L'effort tranchant a la base est vérifié.

#### IV.5.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Afin d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99/ version 2003 (Article 7.4.3.1) [01]**, nous exige la vérification pour chaque niveau (l' où il n'y a pas réduction de section) la relation suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

**Où :**

$N_d$  : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : L'aire de la section (section brute).

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique de béton.

**Alors :**

On doit sélectionner les poteaux à la base.

**Puis:**

**Display** → **Show Table** → **Frame Output** → **Frame Force**

→ **Table: Colum** → **force Select cases/combo** →

Sélectionner les combinaisons d'actions sismiques «**G + Q ±E**» et «**0.8G ± E**».

**Tableau. IV. 4 :** Vérification sous sollicitation normal (Effort normal réduit).

Niveau	Nouvelle section [cm <sup>2</sup> ]	Effort normal $N_d$ [KN]	$\vartheta$	Observations
<b>Poteaux 3/TER</b>	30	350,66	0,115	Condition vérifiée
<b>Poteaux RDC/2</b>	35	657 ,47	0,214	Condition vérifiée
<b>Poteaux s-sol1/ s-sol2</b>	40	961,10	0,24	Condition vérifiée

**Donc :**

Les sections des poteaux à retenir définitivement sont celle donné au tableau ci-dessus.

#### IV.5.6. Vérification des 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 horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (Formule 4-19 de RPA)}$$

- ✓  $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ R : coefficient de comportement **R = 3,5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = |\delta_k - \delta_{k-1}| \text{ (Formule 4-20 de RPA 99)}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

##### IV.5.6.1. Dans le sens longitudinal

Display → show tables → analysis results → Displacement Data

table : Diaphragme CM displacement → Select cases/combos

on sélection **Ex spectra**

Puis on clique : **OK** → **OK**

**Tableau. IV. 5** : Déplacements relatifs sous l'action Ex

Story	diaphragme	UX	R	$\delta_{kx}$ [m]	$\Delta K_x$	1%He	conclusion
<b>TERRASSE</b>	D11	0,0031	3,5	0,01085	0,01085	0,0306	CV
<b>ET4</b>	D8	0,0027	3,5	0,00945	0,0014	0,0306	CV
<b>ET3</b>	D7	0,0023	3,5	0,00805	0,0014	0,0306	CV
<b>ET2</b>	D6	0,0019	3,5	0,00665	0,0014	0,0306	CV
<b>ET1</b>	D5	0,0014	3,5	0,0049	0,00175	0,0306	CV
<b>RDC</b>	D4	0,001	3,5	0,0035	0,0014	0,0408	CV
<b>S-Sol 1</b>	D3	0,0005	3,5	0,00175	0,00175	0,032	CV
<b>S-Sol 1</b>	D2	0,0002	3,5	0,0007	0,00105	0,408	CV

##### IV.5.6.2. Dans le sens transversal :

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par **Ey spectra**.

**Tableau. IV. 6:**Déplacements relatifs sous l'action Ey

Story	diaphragme	$\delta_{ky}$ [m]	R	$\delta_{ky}$ [m]	$\Delta Ky$	1%He	conclusion
TERRASSE	D11	0,0204	3,5	0,0714	0,0714	0,0306	CV
ET4	D8	0,0184	3,5	0,0644	0,007	0,0306	CV
ET3	D7	0,0161	3,5	0,05635	0,00805	0,0306	CV
ET2	D6	0,0136	3,5	0,0476	0,00875	0,0306	CV
ET1	D5	0,0108	3,5	0,0378	0,0098	0,0306	CV
RDC	D4	0,0079	3,5	0,02765	0,01015	0,0408	CV
S-Sol 1	D3	0,0041	3,5	0,01435	0,0133	0,0320	CV
S-Sol 1	D2	0,0015	3,5	0,00525	0,0091	0,408	CV

**IV.5.7. Vérification du déplacement maximal de la structure**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suivante :  $\delta_{max} \leq \bar{f} = \frac{h_t}{500}$

Tel que  $\bar{f} = \frac{26,86}{500} = 0,0537m$  (ART B.6.5,3 /BAEL91).

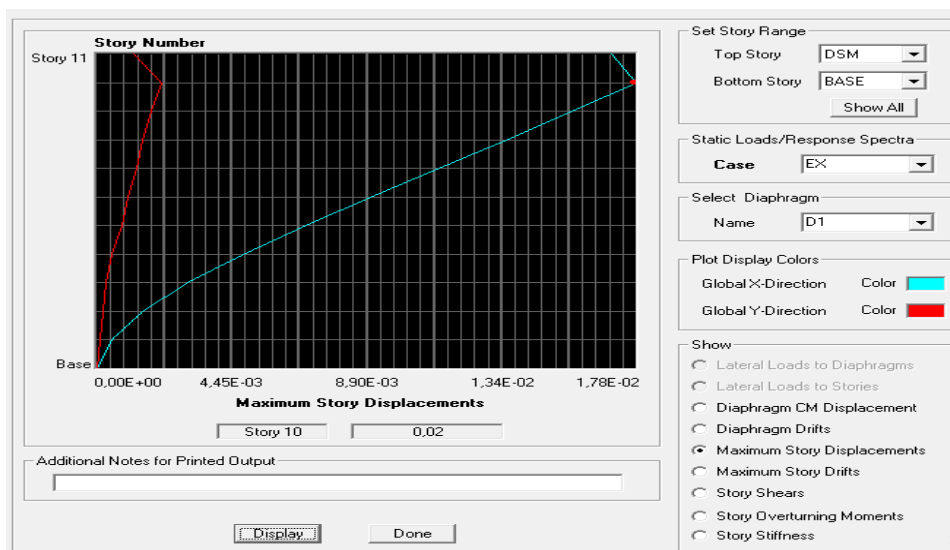
**1.1 Détermination du déplacement maximal avec ETABS**

- **Dans le sens longitudinal :**

On suit le cheminement suivant :**Display** →**Show Story Response Plots.**

Puis, on clique sur **display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

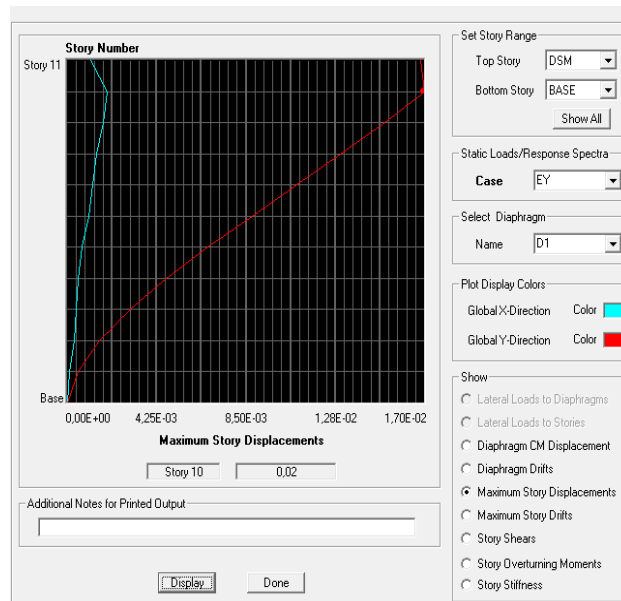


**Figure. IV. 3:** Déplacement maximal dans le sens « xx ».

$\delta_{max} = 0,02m < \bar{f} = 0,0537 m$ .....**Condition vérifiée.**

• Dans le sens transversal :

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



**Figure. IV. 4 :** Déplacement maximal dans le sens « yy ».

$\delta_{max} = 0,02m\bar{f} = 0,0537 m \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**IV.5.8. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

Les effets de 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

**P<sub>k</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

**V<sub>k</sub>** : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

**Δ<sub>k</sub>** : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

**h<sub>k</sub>** : Hauteur de l'étage « k ».

Tous les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

**Tableau. IV. 7 :** Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ 

Niv	$P_k$	Sens x-x (sous $E_x$ )				Sens y-y (sous $E_y$ )			
		$\Delta_{kx}$	$V_{kx}$	$V_{kx} \times h_k$	$\Theta$	$\Delta_{ky}$	$V_{ky}$	$V_{ky} \times h_k$	$\Theta$
<b>TERRASSE</b>	4339,15	0,01085	483,7	1480,122	0,01412	0,0714	476,8	1092,2976	0,125986
<b>ET4</b>	15868,43	0,0014	483,7	2746,0134	0,00229	0,007	1264,36	1980,279	0,015944
<b>ET3</b>	19846,16	0,0014	897,39	3708,8424	0,00267	0,00805	1453,72	2713,8528	0,021042
<b>ET2</b>	23823,89	0,0014	897,39	4491,4374	0,00301	0,00875	1608,02	3341,3364	0,025341
<b>ET1</b>	27917,91	0,00175	1212,04	5148,756	0,00418	0,0098	1734,38	3866,7384	0,003122
<b>RDC</b>	32011,92	0,0014	1212,04	7495,98	0,00270	0,01015	1842,67	5648,5152	0,026068
<b>S-Sol 1</b>	36234,45	0,00175	1467,79	6222,752	0,00476	0,0133	1922,11	4672,512	0,048221
<b>S-Sol 1</b>	40456,98	0,00105	1467,79	8197,9032	0,00246	0,0091	1955,55	6132,1584	0,028582

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

### Conclusion générale

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique Algérien **RPA 99/Version 2003** ; le model étudié et modélisé à l'aide du logiciel ETABS, on peut passer aux ferrailages de ces éléments structuraux.

# **CHAPITRE V**

## *Ferraillage des éléments structuraux*

V.1. Ferrailage des poteaux

V.1.1.Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal, puis vérifier a l'ELS pour les cas suivants :

**Tableau .V.1 :** Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

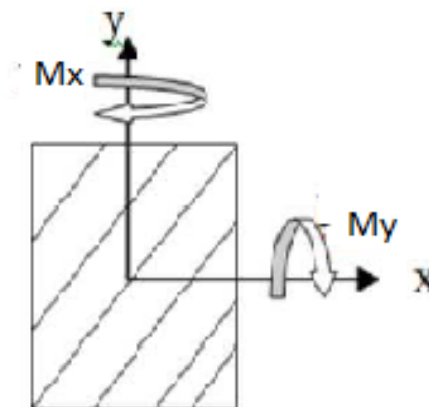
Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Les armatures seront calculées suivants les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types des sollicitations :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant  $N_{max}-M_{cor}$ .
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant  $N_{min}-M_{cor}$ .
- Moment maximal et effort normal correspondant  $M_{max}-N_{cor}$ .

$M_x$  : moment du poteau dans le sens longitudinal.

$M_y$  : moment du poteau dans le sens transversal.



**Figure. V.1 :** Les moments dans les poteaux

Leur ferrailage est déterminé selon les combinaisons suivantes :

Combinaison fondamentale **DTR BC.2.3.3.1 [04]** :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q(\text{ELU}) \\ G + Q(\text{ELS}) \end{array} \right.$$

Combinaison accidentelle **RPA99 / version 2003 (Article 10.1.4.1) [01]** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

## V.1.2. Recommandations et exigences du RPA

### V.1.2.1. Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003

- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de : **40Ø**(zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **25cm** (zone Iia).

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets.

#### Le pourcentage minimal d'armatures

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0,8% b × h** en zone **IIa**:

- Poteau (40 × 40) :  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$
- Poteau (35 × 35) :  $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80 \text{ cm}^2$
- Poteau (30 × 30) :  $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,20 \text{ cm}^2$

#### Le pourcentage maximal d'armatures

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4 %** en zone courante et **6 %** en zone de recouvrement.

#### Zone courante :

- Poteau (40 × 40) :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- Poteau (35 × 35) :  $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
- Poteau (30 × 30) :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

#### Zone de recouvrement :

- Poteau (40 × 40) :  $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- Poteau (35 × 35) :  $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$
- Poteau (30 × 30) :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

**Ferrailage :**

**Asx:** armatures dans le sens xx.

**Asy :** Armatures suivant le sens yy.

**Tableau. V.2 :** Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

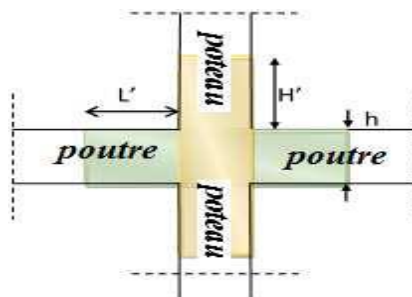
Étage	Section des Poteaux	Pourcentage minimal $A_{min}=0,008 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
			Zone courante $A_{max}= 0,04 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone de Recouvrement $A_{max}= 0,06 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )
E-sol1 / E-sol2	40x40	12,8	64	96
RDC /ET <sub>2</sub>	35x35	9,8	49	73,5
ET <sub>3</sub> Terrasse	30x30	7,2	36	54

➤ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h :

$$l' = 2h.$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\}.$$



**Figure. V.2 :** Zone nodale

➤ Avec :

**b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>:** Les dimensions de la section transversale du poteau.

**h:** La hauteur du poteau.

Les résultats sont rapportés dans le tableau suivant :

**Tableau. V.3 : Délimitation des zones nodales**

Étage	Poteaux	he(cm)	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$ (cm)		l'(cm)
S-sol1 / S-sol2	40x40	408	$h' = \max(51; 40; 40; 60)$	$h' = 60$	70
RDC /ET <sub>2</sub>	35x35	306	$h' = \max(51; 35; 35; 60)$	$h' = 60$	70
ET <sub>3</sub> Terrasse	30x30	306	$h' = \max(51; 30; 30; 60)$	$h' = 60$	70

**V.1.2.2 : Armatures transversales (article 7.4.2.2 RPA99/VERSION 2003)**

- ✓ **NB** : Pour les Recommandations du RPA 2003 voir le détail de calcul des armatures transversales.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

**h**: Hauteur totale de la section brute

**V<sub>u</sub>**: Effort tranchant du calcul.

**f<sub>e</sub>**: Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

**ρ<sub>a</sub>**: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**ρ<sub>a</sub>**: L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

**Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calculs selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS** ; les résultats sont résumés dans le tableau ci –dessous :

**Tableau. V.4 :** Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} - M_{cor}$		$N_{min} - M_{cor}$		$M_{max} - N_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
<b>S-sol1 / S-sol2</b>	266,93	7,987	-938,03	0,524	51,883	-262,67
<b>RDC /ET<sub>2</sub></b>	65,61	0,696	-817,82	1,484	52,541	-180,55
<b>ET<sub>3</sub>Terrasse</b>	1,52	0,224	-431,02	6,723	34,54	-51,61

**V.1.3.Calcul des armatures**

**V.1.3.1 :Calcul des armatures longitudinales**

**V.1.3.2 :Exposé de la méthode de calcul**

En flexion composée, l’effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu’il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas (SEC ; SPC) :

**Étapes de calcul en flexion composée**

**Calcul du centre de pression**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

❖ Deux cas peuvent se présenter

Lorsque  $N$  est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l’état limite de stabilité de forme.

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$

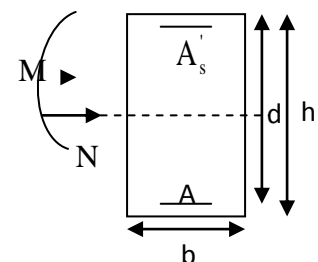
Alors la section est partiellement comprimée

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$

Il faut vérifier en plus l’inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq [0,337 - 0,81 \frac{c}{h}] bh^2 f_{bc}$$

et  $M_f = M_u + N_u(\frac{h}{2} - c)$



Avec :

$M_u$  : moment ultime

$N_u$  : effort de compression.

$M_f$ : moment fictif.

**a) Section partiellement comprimée (SPC)**

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression.

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

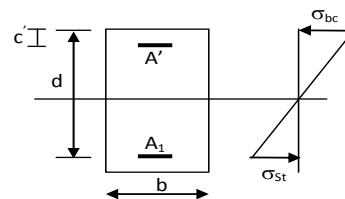
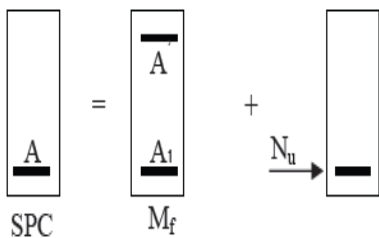
$$N_u(d - c') - M_f \leq [0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Détermination des armatures :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$

la section est simplement armée. ( $A' = 0$ )



**Figure. V.3 :** Section d'un poteau SPC

**Figure .V.4:** Section d'un poteau

Avec :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

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

✓ **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

## ✓ Armatures réelles

$$A = Af - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$

la section est doublement armée.

$$M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \sigma_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \sigma_{st}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature :

$$A_s' = A'$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

### b) Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$eu = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq [0.337 - 0,81 \times c] b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

❖ Deux cas peuvent se présenter :

**1er cas :**

Si :  $N_u(d - c') - M_f > \left[0,5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$   $\longrightarrow$  la section est doublement armée.

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} > 0$$

**La section d'armature :**

$$A'_{s'} = \frac{M_f \times (d - 0,5h) bh \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{s'}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $N_u(d - c') - M_f < \left[0,5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$   $\longrightarrow$  la section est Simplement armée.

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} = 0.$$

**La section d'armature :**

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s}$$

**Avec :**

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

Si :  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$

(Excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera

$$A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**Avec :**

**B :** Aire de la section du béton seul.

**$\sigma_s$  :** Contrainte de l'acier.

**Remarque :**

On peut déterminer les sections d'armatures des poutres et des poteaux à l'aide de logiciel de calcul de ferrailage « **SOCOTEC** » qui se base sur les principes de calcul du **BAEL**.

L'utilisateur doit respecter quelques paramètres afin de ne pas fausser les résultats.

**◆ Différence de la convention de signes entre les deux logiciels**

La convention entre « **ETABS** » et « **SOCOTEC** » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « **ETABS** » représentent des tractions et les négatifs des compressions. Contrairement au « **SOCOTEC** », où les efforts positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

**◆ Prendre en compte les coefficients  $\gamma_b, \gamma_s, \theta$  :**

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée.

- En situation courante et pour  $t > 24\text{h}$  (ELU et ELS) :  $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15, \theta = 1$ .
- En situation accidentelle et pour  $t \leq 1\text{h}$  (Combinaison sismique) :  $\gamma_b = 1.15, \gamma_s = 1, \theta = 0.85$ .

**V.1.4 : Calcul du ferrailage des poteaux**

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que:

**Zone I :** Du 1<sup>er</sup> S -sol au 2<sup>ème</sup> S-sol.

**Zone II :** Du RDC au 2<sup>ème</sup> étage.

**Zone III :** Du 3<sup>ème</sup> à l'étage Terrasse

**Tableau. V.5 :** Ferraillage des poteaux à l'ELU

Zone	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	NATU RE	e <sub>u</sub>	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Zone I	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	- 938,03	0,524	SPC	0,000 58	0	0	12,8 0	14,2 0	4HA16 + 4HA14
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	266,93	7,987	SET	0,029	2,54	3,59			
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	- 262,67	51,883	SEC	0,197	0	0,4			
Zone II	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	- 817,82	1,484	SPC	0,001 8	0	0	9,80	12,3 0	8HA14
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	65,61	0,696	SPT	0,010 8	0,7	0,81			
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	- 180,55	52,541	SEC	0,291	0	2,01			
Zone III	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	- 431,02	6,723	SEC	0,015 5	0	0	7,20	10,6 8	4HA14 + 4HA12
	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	1,52	0,224	SET	0,147	0	0,04			
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-51,61	34,54	SEC	0,669	0	2,25			

**V.1.4.1 : Calcul des armatures transversales**

➤ La section d'armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

*t* : Espacement des armatures transversales

*h*<sub>1</sub> : Hauteur totale de la section brute.

*f*<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier.

*ρ*<sub>a</sub> : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- La quantité minimale d'armatures transversales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0,3\% S_t \times b$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{min} = 0,8\% S_t \times b$$

$3 < \lambda_g < 5$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$ , ayant une longueur droite de 10  $\phi$  minimum.

➤ **Calcul de  $\lambda_g$  : BAEL 91 Art B8.4.1**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

✓ **Poteaux 40x40**

$$L_f = 0,707 h_e$$

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement

$h_e$  : hauteur d'étage : 3.06m

$$\lambda_g = \frac{0,707 \times 4,08}{0,40} = 7,21$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$V_u$  : L'effort tranchant max

$$V_u = 30,20 \text{ kN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 30,20 \times 10^3}{400 \times 400} = 0,47 \text{ cm}^2$$

**Tableau .V.6:** Valeurs de  $\ll\lambda_g\gg$  et de  $\ll\rho_a\gg$  pour les différentes sections des poteaux

Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]	h	L <sub>f</sub> (cm)=0,707 h	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	$\rho_a$
ZoneI	0,40 × 0,4 0	4,08	288.4	7,20	3,75
		3,40	240,4	6 ,00	3,75
ZoneII	0,35 × 0,35	3,06	216,3	6,18	3,75
ZoneIII	0,30 × 0,30	3,06	216,3	7,21	3,75

**Poteaux (40x40) :**  $\lambda_g > 5$

Zone nodale :  $A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20cm^2$

Zone courante :  $A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80cm^2$

**Poteaux (35x35) :**  $\lambda_g > 5$

Zone nodale :  $A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05cm^2$

Zone courante :  $A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57cm^2$

**Poteaux (30x30) :**  $\lambda_g > 5$

Zone nodale :  $A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90cm^2$

Zone courante :  $A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35cm^2$

**Tableau .V.7 :** Détermination des armatures transversales des poteaux.

Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_a$	$V_u$ [KN]	Espacement [cm]		h <sub>1</sub> [cm]	f <sub>e</sub> [KN/cm <sup>2</sup> ]	A <sub>tcalculée</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>tmin</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>tadoptée</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Zone I	40×40	3,75	30,20	Zone nodale	10	40	40	0,47	1,20	4HA8 = 2.01
				Zone courante	15			0,70	1,80	
Zone II	35×35	3,75	33,52	Zone nodale	10	35		0,060	1,05	4HA8 = 2.01
				Zone courante	15			0,1	1,57	
Zone III	30×30	3,75	24,34	Zone nodale	10	30		0,50	0,90	4HA8 = 2.01
				Zone courante	15			0,76	1,35	

V.1.4.2 : Vérifications à l'ELU

a) Vérification au cisaillement

➤ BAEL91 modifiée 99(Art A.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{V_{\max. ELU}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right\} = 3,33 MPa$$

Où :

Vmax-ELU est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite Ultime

Exemple : Poteaux (40x40)

$$\tau_u = \frac{12,27 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,008 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33 MPa$$

➤ Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003

$$\tau_{bu} = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Exemple : Poteaux (40x40)

$$\tau_{bu} = \frac{30,32 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,375 MPa \leq \bar{\tau}_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.8 :** Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentes

Section [cm <sup>2</sup> ]	Vmax-ELU [kN]	Vmax-E [kN]	D[cm]	$\tau_u$ [MPa]	$\tau_{bu}$ [MPa]	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	Observation
40 × 40	12,27	30,20	42,5	0,08	0,20	7,20	0,075	3,33	1,875	Vérifiée
35 × 35	14,86	33,52	37,5	0,13	0,29	6,18	0,075	3,33	1,875	Vérifiée
30 × 30	17,05	24,34	27,5	0,20	0,29	7,21	0,075	3,33	1,875	Vérifiée

D'après tableau, on déduit que la condition exigée par le **RPA99/2003** concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

**b) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)**

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

$L_s$  : longueur de scellement droit.

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

**Pour les  $\phi_{16}$  :**  $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm} \rightarrow$  Soit  $L_s = 60 \text{ cm}$

**Pour les  $\phi_{14}$  :**  $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,29 \text{ cm} \rightarrow$  Soit  $L_s = 50 \text{ cm}$

**Pour les  $\phi_{12}$  :**  $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \rightarrow$  Soit  $L_s = 40 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : **0,4  $L_s$** , pour les aciers HA.

**Pour les  $\phi_{16}$  :**  $L_a = 25 \text{ cm}$

**Pour les  $\phi_{14}$  :**  $L_a = 20 \text{ cm}$

**Pour les  $\phi_{12}$  :**  $L_a = 20 \text{ cm}$

**c) Longueurs de recouvrement (Art 7.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)**

La longueur minimale de recouvrement est en **zone IIa** :

$$L_r > 40 \times \phi$$

- **Pour les  $\phi_{20}$  :**  $L_r > 80 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $L_r = 85 \text{ cm}$
- **Pour les  $\phi_{16}$  :**  $L_r > 64 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$
- **Pour les  $\phi_{14}$  :**  $L_r > 56 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$
- **Pour les  $\phi_{12}$  :**  $L_r > 48 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

**V.1.4.3 : Vérifications à l'ELS**

**a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{ad} \geq A_{min} = \frac{0,23 f_{t28} e_s - 0,455 \times d}{f_e e_s - 0,185 \times d} \times b \times d$$

**Avec :**

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau. V.9 : Vérification des ferraillages à l'ELS.**

Zone	Sollicitations	N <sub>s</sub> (KN)	Ms(KN.m)	e <sub>s</sub>	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
ZoneI (40x40)	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-700,19	0,058	0,00008	5,73	14,20	Vérifiée
	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-151,29	0,149	0,00984			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-315,46	14,885	0,04718			
ZoneII (35x35)	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-595,12	1,078	0,00181	4,52	12,30	Vérifiée
	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-68,55	0,16	0,00233			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-252,73	15,505	0,06135			
ZoneII I (30x30)	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-313,92	4,104	0,01307	3,49	10,68	Vérifiée
	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-8,04	0,07	0,00870			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-63,33	17,419	0,02750			

**b) État limite d'ouvertures des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.5.3.2 du BAEL99**) [02].

**c) Etat limite de compression du béton**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible du béton

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

Afin de faciliter les calculs on utilisera le logiciel de ferraillage **SOCOTEC** et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Remarque :**

Les sections d'armatures adoptées à introduire dans les calculs pour la détermination des contraintes  $\sigma_{bc}$ , son celle d'une seule face du poteau. Exemple : poteau de 40×40 cm<sup>2</sup>.

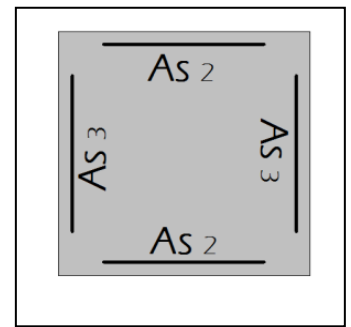
$A_{s2}$  : Armature dans le sens Y-Y

$A_{s3}$  : Armature dans le sens X-X

Les sections d'armatures calculées sont les suivantes :

**Sens X-X** :  $A_{s3 \text{ adoptée}} = 2HA20 + 2HA16 = 10.3 \text{ cm}^2$ .

**Sens Y-Y** :  $A_{s2 \text{ adoptée}} = 2HA20 + 2HA16 = 10.3 \text{ cm}^2$ .



Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau .V.10** : Vérification des contraintes

Zone	Solicitations	Ns(KN)	Ms(KN.m)	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$\sigma_{bsup}$	$\sigma_{badm}$	$\sigma_{inf}$	Observation
<b>ZoneI</b> (40x40)	Nmin- M <sub>corr</sub>	-700,19	0,058	5,56	3,97	15	3,96	<b>Vérifiée</b>
	Nmax- M <sub>corr</sub>	-151,29	0,149		0,87	15	0,85	
	Ncorr- M <sub>max</sub>	-315,46	14,885		2,91	15	0,66	
<b>ZoneII</b> (35x35)	Nmin- M <sub>corr</sub>	-595,12	1,078	4,62	4,49	15	4,24	<b>Vérifiée</b>
	Nmax- M <sub>corr</sub>	-68,55	0,16		0,52	15	0,48	
	Ncorr- M <sub>max</sub>	-252,73	15,505		3,59	15	0,12	
<b>ZoneIII</b> (30x30)	Nmin- M <sub>corr</sub>	-313,92	4,104	4,21	3,76	15	2,35	<b>Vérifiée</b>
	Nmax- M <sub>corr</sub>	-8,04	0,07		0,09	15	0,07	
	Ncorr- M <sub>max</sub>	-63,33	17,419		1,78	15	0	

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le ferrailage retenu pour les poteaux est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau. V.11 :** Récapitulatif du ferrailage des poteaux

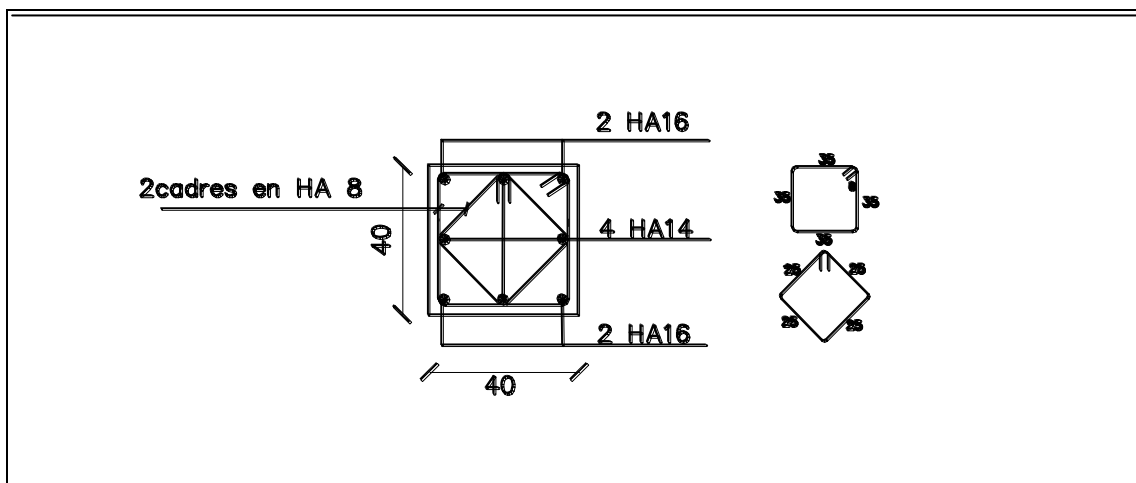
Section [cm <sup>2</sup> ]	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Espacement des barres transversales [cm]	
			Zone nodal	Zone courante
40 × 40	4HA16 + 4HA14	4HA8 = 2,01	Zone nodal	10
			Zone courante	15
35 × 35	8HA14	4HA8 = 2,01	Zone nodal	10
			Zone courante	15
30 × 30	4HA14 + 4HA12	4HA8 = 2,01	Zone nodal	10
			Zone courante	15

V.1.5 : Schéma de ferrailage des poteaux :

- Poteaux (40×40) :

-Les armatures longitudinales : 4HA16+ 4HA14 = 14,20cm<sup>2</sup>

-Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>



**Figure. V.5 :** Schéma de ferrailage du poteau 40x40

- Poteaux (35×35) :

-Les armatures longitudinales : 8HA14=12,30 cm<sup>2</sup>

-Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>

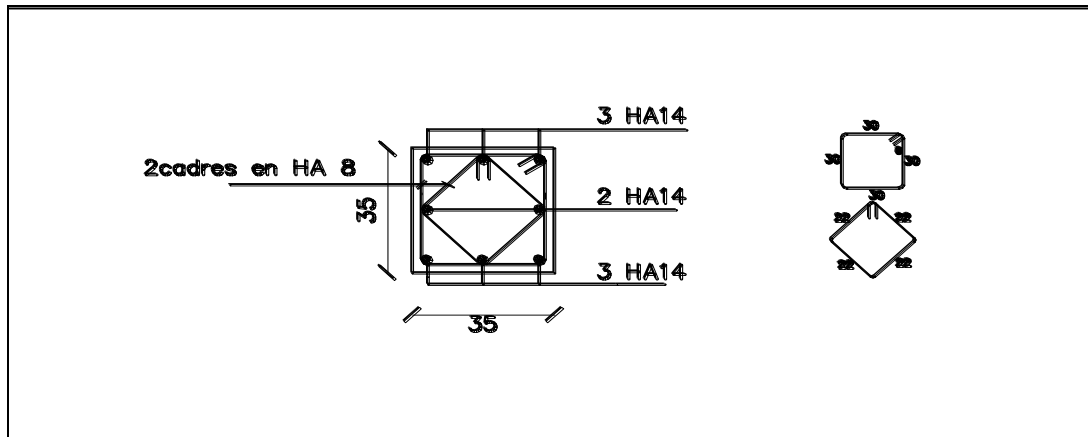


Figure. V. 6 : Schéma de ferrailage du poteau 35x35

• Poteaux (30×30) :

-Les armatures longitudinales :  $4HA14 + 4HA12 = 10,68\text{cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

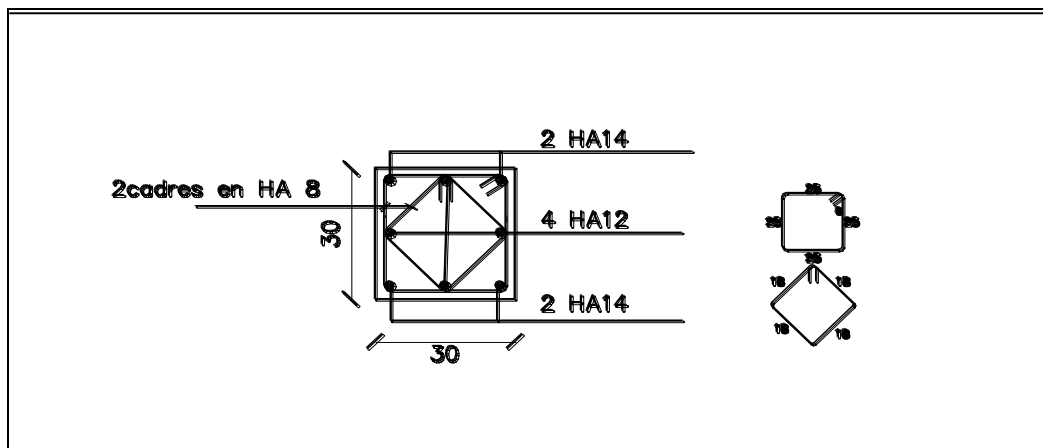


Figure. V. 7 : Schéma de ferrailage du poteau 30x30

V.2 : Ferrailage des poutres

V.2.1 : Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires, après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99 suivantes :

- Combinaisons fondamentales

1.35G+1.5Q	ELU	}	BAEL 91.
G+Q	ELS		

• **Combinaisons accidentelles**

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G\bar{+}E \\ G+Q\bar{+}E \end{array} \right\} \text{RPA99 version 2003.}$$

**V.2.2 : Recommandation du RPA99 version 2003**

**a) Armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section ;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4 %** en zone courante ;
  - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.12 :** Section des armatures longitudinales

	0.5% bh (cm)	4%bh (cm)	6%bh (cm)
Poutre principale (25 × 30)	3,75	30	45
Poutre secondaire (25 × 30)	3,75	30	45

- La longueur de recouvrement est de  $\Phi 40$  (**zone II a**).
- L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l’angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

**b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times st \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}) \quad \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.2.3. Dispositions constructives

Conformément au **CBA 93 annexe E3**, concernant la détermination de la longueur des Chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations Suivantes qui stipulent que :

➤ **La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :**

- À  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

#### a) Calcul des armatures longitudinales

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables ;Après avoir extrait toutes les sollicitations directement de notre modèle selon les déferrant combinaisons on remarque que :

**On travées :** les moments max sont obtenus à **L'ELU**.

**On appuis :** les moments max sont obtenus par les combinaisons **accidentelles**.

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

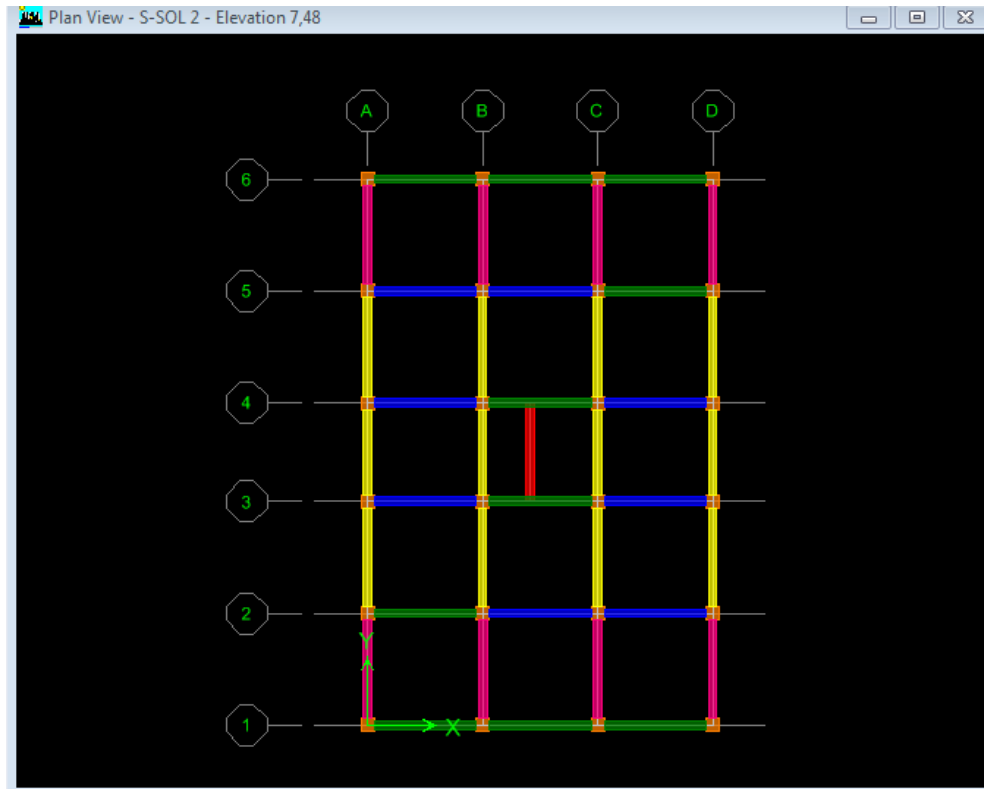
**PP<sub>1</sub> :** Poutre principale proche des voiles de contreventement (Couleur verre).

**PP<sub>2</sub> :** Poutre principale loin des voiles de contreventement (Couleur bleu).

**PS<sub>1</sub> :** Poutre secondaire proche des voiles de contreventement (Couleur rose).

**PS<sub>2</sub> :** Poutre secondaire loin des voiles de contreventement (Couleur Jane).

**PC :** Poutres de chainages(Couleur rouge).



**Figure .V.8 :** Classification des poutres suivant leurs groupes.

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminées à l'aide de logiciel de calcul de ferrailage « **SOCOTEC** » qui se base sur les principes de calcul du BAEL. Toutefois, l'utilisateur doit respecter quelques paramètres afin de ne pas fausser les résultats.

#### b) Différence de la convention de signes entre les deux logiciels

La convention entre « **ETABS** » et « **SOCOTEC** » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « **ETABS** » représentent des tractions et les négatifs des compressions. Contrairement au « **SOCOTEC** », où les efforts positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

#### ➤ Prendre en compte les coefficients $\gamma_b, \gamma_s, \theta$

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

En situation courante et pour  $t > 24\text{h}$  (ELU et ELS) :  $\gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15, \theta = 1$

En situation accidentelle et pour  $t \leq 1\text{h}$  (Combinaison sismique) :  $\gamma_b = 1,15, \gamma_s = 1, \theta = 0,85$

Les tableaux qui suivent résument les calculs de ferrailage des poutres principales et secondaires de notre structure :

**1. Les poutres principales**

**Tableau .V.13 :** Ferrailage des poutres principales

Groupe	Localisation	$M_{max}$ [KN.m]	$A_{calculée}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min} < A_{adoptée} < A_{max}$
<b>PP<sub>1</sub></b>	Travée	10,24	0,70	3HA14 = 4,61	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-23,68	1,69	3HA14 + 3HA12 (chapeau) = 8,01	Condition vérifiée
<b>PP<sub>2</sub></b>	Travée	21,59	1,51	3HA14 + 3HA12 (chapeau) = 8,01	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-26,21	1,59	3HA14 + 3HA12 (chapeau) = 8,01	Condition vérifiée

**2. Les poutres secondaires**

**Tableau. V.14 :** Ferrailage des poutres secondaires

Groupe	Localisation	$M_{max}$ [KN.m]	$A_{calculée}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min} < A_{adoptée} < A_{max}$
<b>PS<sub>1</sub></b>	Travée	12,55	1,31	3HA14 = 4,62	Condition vérifiée
	Appuis inf.	28,35	3,11	3HA14 = 4,62	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-38,37	4,35	3HA14+2HA12 (Chapeau) =6,87	Condition vérifiée
<b>PS<sub>2</sub></b>	Travée	35,50	3,67	3HA14 = 4,62	Condition vérifiée
	Appuis inf.	117,38	4,63	3HA14+2HA12 (Chapeau) =6,88	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-118,69	4,84	3HA14+2HA12 (Chapeau) =6,88	Condition vérifiée

3. Les poutres de chainages

Tableau. V.15 : Ferraillage des poutres de chainages

Groupe	Localisation	M <sub>max</sub> [KN.m]	A <sub>calculée</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>adoptée</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> < A <sub>adoptée</sub> < A <sub>max</sub>
PC	Travée	8,02	0,52	3HA12 = 3,39	Condition vérifiée
	Appuis inf.	8,02	0,52	3HA12 = 3,39	Condition vérifiée
	Appuis sup.	8,02	0,52	3 HA12 = 3,39	Condition vérifiée

V.2.4 : Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F

$$A_{st} \geq A_{st}^{min}$$

a) Calcul de la section minimale

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

1. Poutres principales (PP1 et PP2)

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

$$A_{Adopte} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ En travées

$$A_{Adopte} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Poutres Secondaire (PS1 et PS2)

$$\frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,81$$

➤ Aux appuis

$$A_{Adopte} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ En travées

$$A_{Adopte} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3. Poutres de chainages

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 17 \times 2,1}{400} = 0,41 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

$$A_{Adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ En travées

$$A_{Adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.5 : Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

Avec :  $T_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau .V.16 :** Vérification aux cisaillements

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	$T_{max}$	60,83	25	27	0,090	3,33	Condition vérifiée
Secondaire	$T_{max}$	66,81	25	27	0,098	3,33	Condition vérifiée
Chainages	$T_{max}$	7,43	25	17	0,017	3,33	Condition vérifiée

V.2.6 : Influence de l'effort tranchant aux appuis

a) Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)

On doit vérifier que :

$$T_u \leq \overline{T_U} = 0,4 \times 0,9 \times \frac{f_{c28}bd}{\gamma_b}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau. V.17 :** Influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F <sub>c28</sub> (MPa)	γ <sub>b</sub>	T̄ (KN)	Observation
Principale	T <sub>max</sub>	60,83	25	27	25	1,5	405	Condition vérifiée
Secondaire	T <sub>max</sub>	66,81	25	27	25	1,5	405	Condition vérifiée
Chainages	T <sub>max</sub>	7,43	25	17	25	1,5	255	Condition vérifiée

**b) Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)**

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 égal à  $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d})$  Si  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$  ..... La vérification n'est pas nécessaire

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau. V.18:** Influence de l'effort tranchant sur l'acier

Poutres	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	d (m)	0,9 × d (m)	T <sub>u</sub> + $\frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principale	60,83	-36,48	0,27	0,243	-89,293	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaire	66,81	-57,85	0,27	0,243	-171,255	
Chainages	7,43	-3,68	0,17	0,153	-7,714	

**V.2.7 : Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3)**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ .

Avec :  $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

**1. Poutres Principales**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times (3 \times 1,2 + 3 \times 1,4) = 24,492 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{60,91 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 244,92} = 1,022 \text{ MPa.}$$

✓  $\tau_{se} = 1,022 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée

**2. Poutres Secondaires**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times (2 \times 1,2 + 3 \times 1,4) = 20,724 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{66,81 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 207,24} = 1,326 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1,326 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée

**3. Poutres de chainages**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times (3 \times 1,4) = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{7,59 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 113,04} = 0,429 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0,429 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée

➤ **Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)**

- Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec:

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Donc :

Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_s = 42,32 \text{ cm}$

- Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à :  $0,4l_s$ , pour les aciers HA.

Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_a = 19,75\text{ cm}$

Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_a = 16,92\text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement  $S_t$  les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau. V.19 :** Vérifications armatures longitudinales à l'ELU

	Calcul de $S_t$ (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutre principale</b>	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [7,5;75;16,8]	$S_t = 10$	0,75	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20\text{ cm}$	$S_t = 15$	1,25	
<b>Poutre secondaire</b>	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [7,5;16,8]	$S_t = 10$	0,75	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20\text{ cm}$	$S_t = 15$	1,125	

**V.2.8 : Vérification à L'ELS**

**a) Vérification des contraintes**

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{ MPa}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. V.20 :** Vérifications des contraintes à L'ELS

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	A <sub>st</sub> (cm)	ρ	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	d (cm)	σ <sub>st</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
PP	Travée	14,232	8,01	1,186	0,852	18,78	27	77,23	348	C.V	4,11	15	C.V
	Appuis	-26,407	8,01	1,186	0,852	18,78	27	143,31	348	C.V	7,63	15	C.V
PS	Travée	25 ,985	4,62	0,684	0,880	26,67	27	336,64	348	C.V	8,84	15	C.V
	Appuis	-41,299	6,88	1,019	0,860	20,71	27	258,51	348	C.V	12,48	15	C.V
PC	Travée	1,864	3,39	0,797	0,873	24,06	17	37,04	348	C.V	1,53	15	C.V
	Appuis	-2,664	3,39	0,797	0,873	24,06	17	52,95	348	C.V	2,20	15	C.V

➤ **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissurations (BAEL 99/ A.4.5.3.2) [02]**

Comme les poutres ne sont pas exposées aux intempéries à des milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu préjudiciable. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **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  $f^-$  pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. C'est pour cela la condition suivante doit être vérifiée :

$$f^- = \frac{L_{max}}{500} \geq f$$

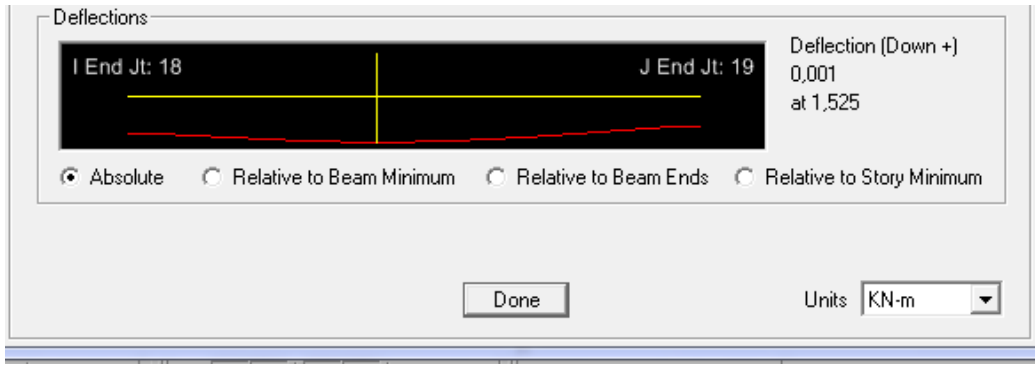
Avec :

$f$  : Flèche obtenu du logiciel ETABS (où par un calcul).

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

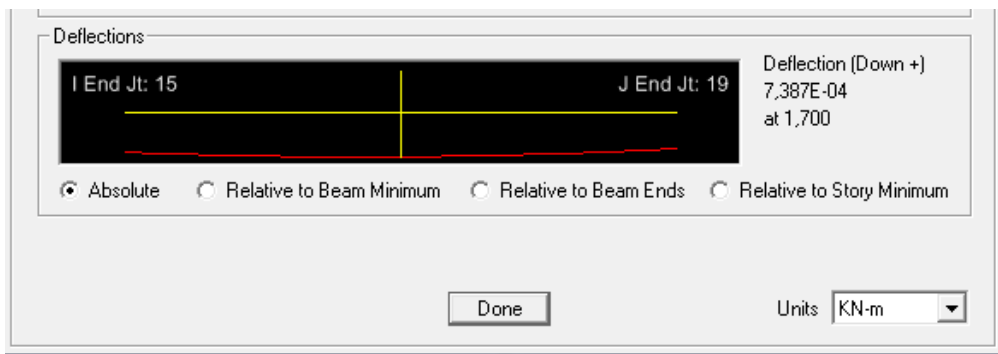
**1) Poutre principale**

$$f = 0,001 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{310}{500} = 0,62 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$



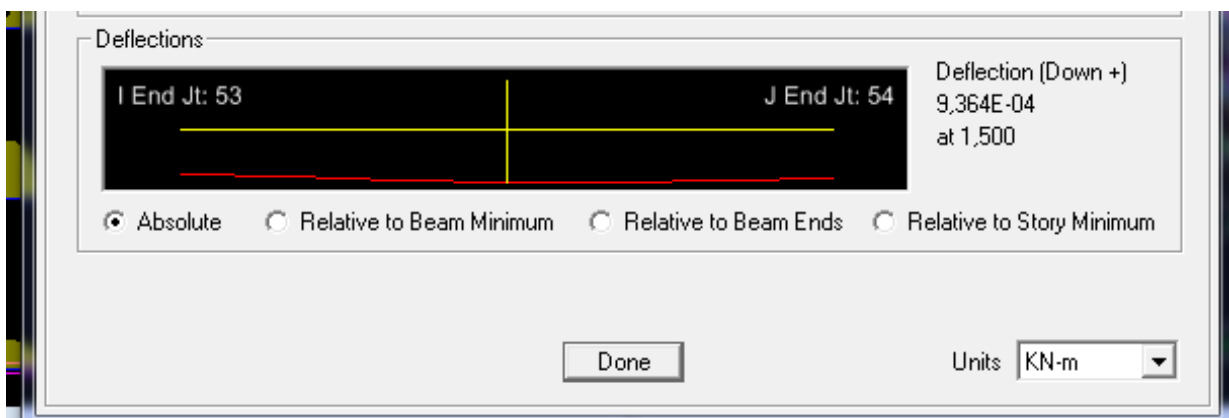
**2) Poutre secondaire**

$$f = 0,0007387 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{300}{500} = 0,60 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$



**3) Poutre de chaînage**

$$f = 0,000364 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{260}{500} = 0,52 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

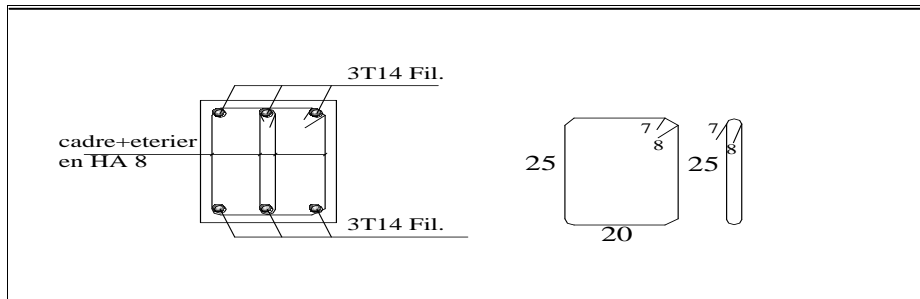


V.2.9 : Schéma de ferrailage des poutres :

- Poutres principales PP1 :

- ✓ En travée :

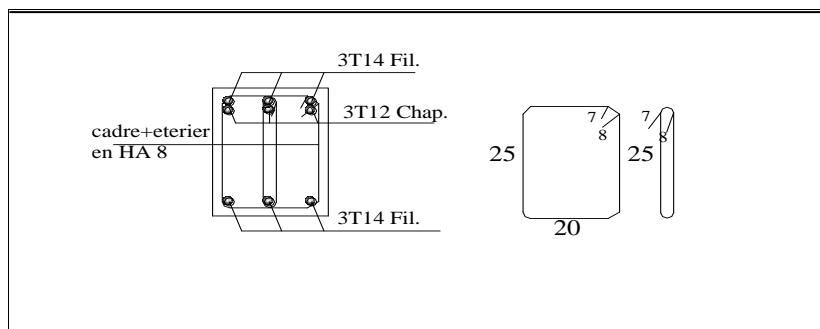
- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



**Figure. V.9 :** Ferrailage en travée d’une poutre principale PP1 en travée.

- ✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

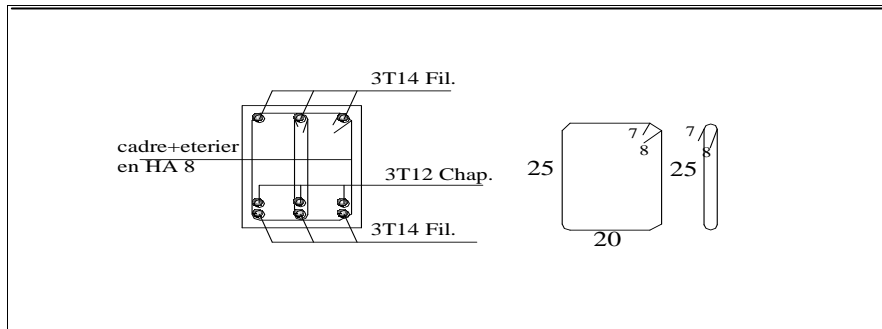


**Figure. V.10 :** Ferrailage en travée d’une poutre principale PP1 sur appuis.

- Poutres principales PP2 :

- ✓ En travée :

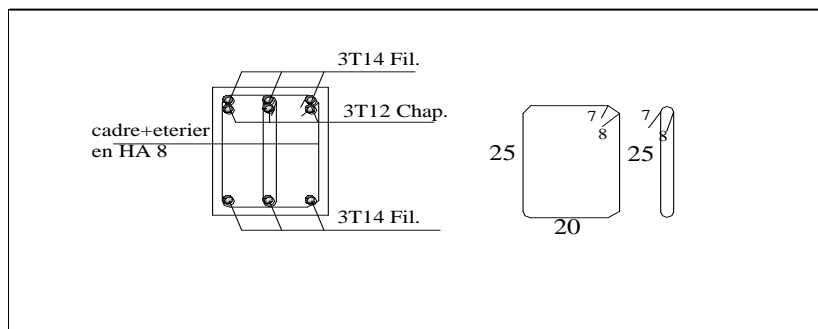
- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



**Figure. V.11 :** Ferrailage en travée d'une poutre principale PP2 en travée

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

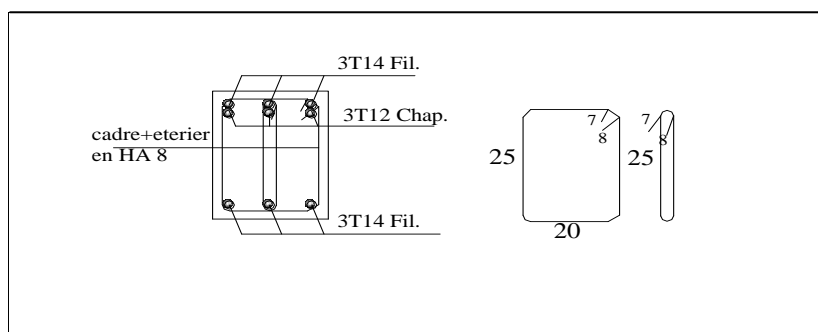


**Figure. V.12 :** Ferrailage en travée d'une poutre principale PP2 sur appuis.

• **Poutre secondaires PS1 et PS2 :**

✓ **En travée :**

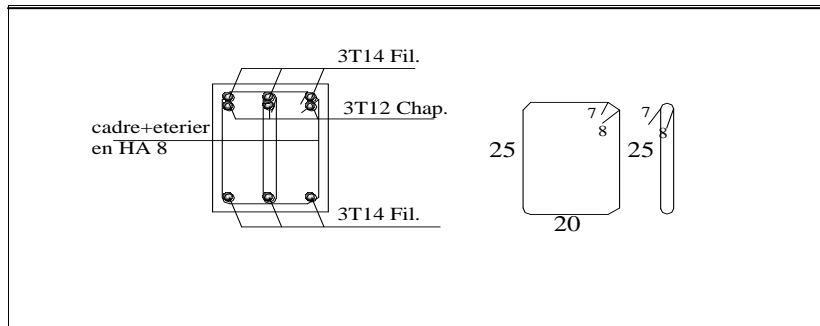
- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



**Figure. V.13 :** Ferrailage en travée d'une poutre secondaire PS1 et PS2 en travée.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

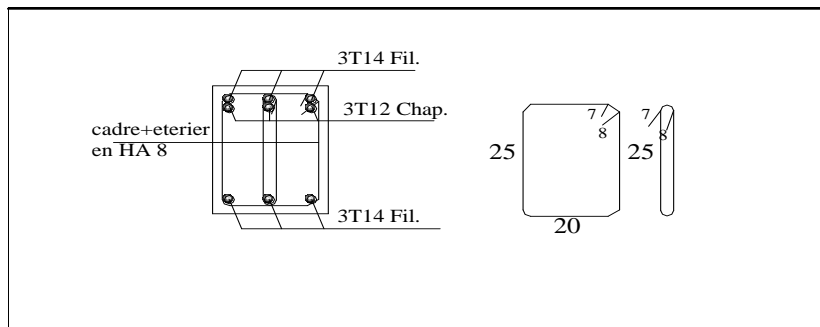


**Figure .V.14 :** Ferrailage en travée d'une poutre secondaire PS1 et PS2 sur appuis.

• **Poutre de chainages:**

✓ **En travée :**

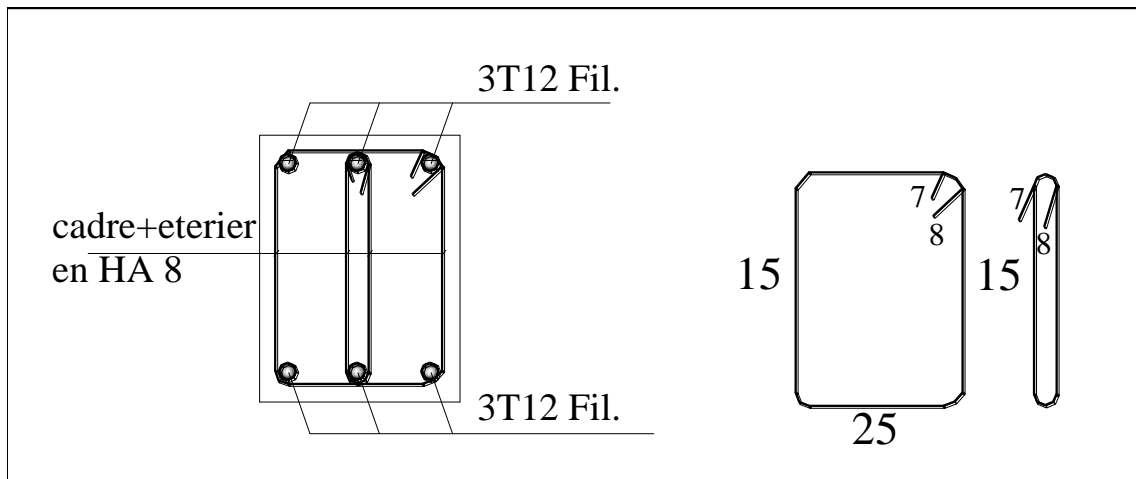
- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



**Figure .V.15:** Ferrailage en travée d'une poutre de chainage en travée.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



**Figure .V.16 :** ferrailage en travée d'une poutre de chaînages sur appuis.

### V.3. Ferrailage des Voiles

#### V.3.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "**action climatique**" ou aux séismes "**action géologique**", soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitation (**Q**), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

**D'où :** les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en cinq zones :

- ✓ **Zone I :** E-SOL1 au E-SOL2
- ✓ **Zone II :** RDC au 2<sup>ème</sup> étage
- ✓ **Zone III :** 3<sup>ème</sup> étage au 5<sup>ème</sup> étage.

➤ **Combinaison d'action :**

Les combinaisons à prendre en compte sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :  $1.35G+1.5Q$

Selon le RPA version 2003 :  $\left. \begin{array}{l} G+Q \\ G+Q\pm E \end{array} \right\}$

### ➤ Conception

- ✓ Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)
- ✓ Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- ✓ L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).
- ✓ Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone **IIa** .

### V.3.2 : Exposé de la méthode de calcul

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (**R.D.M.**) qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N, M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :  $V = V' = \frac{L}{2}$

### ➤ Remarque

- Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.
- Le calcul se fera pour par bandes de longueur « **d** » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : longueur de la zone comprimée  $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$

$L_t$  : longueur de la zone tendue :  $L_t = L - L_c$

- 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)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues et sont présentés comme suit :

Section	Effort normale $N_i$	Effort normale $N_{i+1}$	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	

## V.3.3 : Détermination des armatures

## a). Armatures verticales

## ➤ Ferrailage section entièrement comprimée

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_1 - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

**B** : section du tronçon considéré ;

**Situation accidentelle** :  $\sigma_s = 400$  MPa ;  $f_{bc} = 18.48$  Mpa

**Situation courante** :  $\sigma_s = 348$  MPa ;  $f_{bc} = 14.20$  Mpa.

**Armatures verticales minimales :**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

## ➤ Ferrailage d'une section entièrement tendue

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armatures verticales minimales :

$$A_{min} \geq \frac{B f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

$$A_{min} \geq \frac{B f_{c28}}{f_e} : (\text{Condition non fragilité (BAEL art A4.2.1)})$$

$$A_{min} \geq 0.002B : (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

B : section du tronçon considéré.

## ➤ Ferrailage section partiellement comprimé :

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**Avec :**

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers correspondante a un allongement de 10 ‰ .

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

**Armatures verticales minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

**a) Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

D'après le **BEAL 91** :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le **RPA 2003** :  $A_H \geq 0.15\% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

**b). 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 (l'Art **7.7.4.3 du RPA 2003**.....[2])

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

**c). 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} ; \quad T = 1,4 V_u$$

**Avec :**

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**d). Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité des beaux voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

### V.3.4 : Exigences de RPA 99 révisé 2003

**a). Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux**

Il est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0.10 %.

### b). Diamètre maximal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

### c). 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.

### d). Espacement

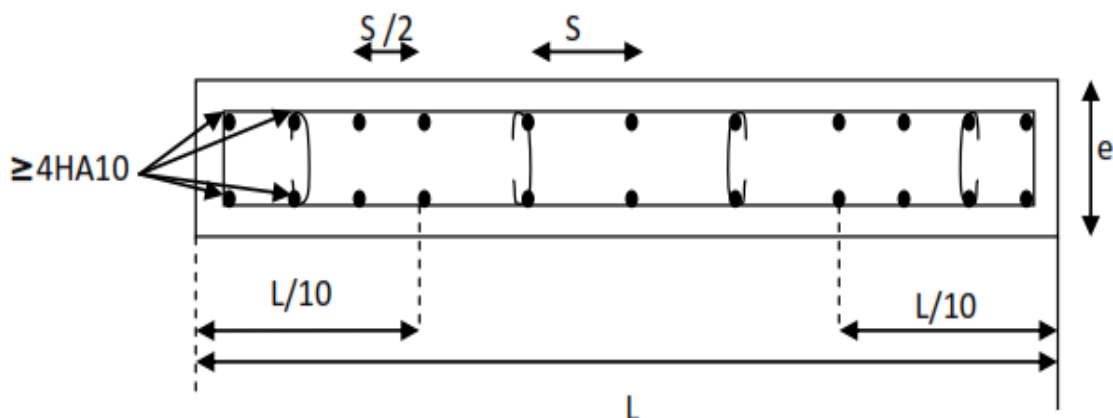
D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s_t \leq 1.5 e \quad ; \quad s_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :

$e$  = 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 égale à (15 cm).



**Figure .V.17 :** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.3.5 : Vérification à L'ELS

a). Vérifications de la contrainte dans le béton :

Pour cet état, il considéré :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué  $\sigma_s = G + Q$

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée (verticales).

b). Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement  $\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

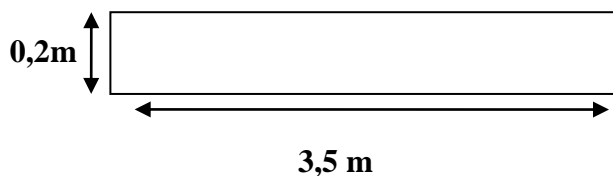
$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$b$  : Epaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d= 0,9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

V.3.6 : Exemple de calcul



➤ Ferrailage de voile longitudinal plein VL1 en Zones I :

Avec :  $L = 3,50 \text{ m}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $B = 0,7 \text{ m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 3646,420 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -1483,990 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

- Largeur de la zone comprimée:

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3646,42}{3646,42 + 1483,990} \times 3,50 = 2,48 \text{ m} \quad \boxed{L_t = 2,48 \text{ m}}$$

Largeur de la zone tendue:

$$L_c = L - L_t = 3,50 - 2,48 = 1,02 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$d \leq \min \left( \frac{he}{2}; \frac{2}{3} L_t \right) \implies d = 1,65$$

**V.3.7 : Calcul des armatures :**

➤ **Ferraillage de la partie tendue :**

Soit un tronçon  $d = 1,65 \text{ m}$

$$\frac{\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \quad \sigma_1 = 1220,37 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\max}}{2} \times d \times e = 803,02 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{803,02}{400 \times 10^{-1}} = 20,07 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales (Art7.7.4.1 BAEL 91 Modifiée 99) [3] :**

$$\text{Max} \left( \frac{0,23 \times d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,002d \times e \right) = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6,6 \text{ cm}^2$$

**Les armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 436,92 \times 10}{400} = 16,82 \text{ cm}^2$$

**Sections d'armatures totales :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 20,07 + \frac{16,82}{4} = 24,27 \text{ cm}^2 / \text{ bande.}$$

➤ **Ferraillage adopté :**

$$A_1 = 24,27 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

On adopte: 24HA12 = 27,12  
cm<sup>2</sup> ; avec St = 10cm

✓ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_{\min (h)} = \max \left( \frac{A_1}{4}; 0,0015 \times 350 \times 20 \right) = \max (6,06 ; 10,50)$$

Soit :  $20HA10 = 15,07 \text{ cm}^2 / \text{ hauteur}$  ; avec  $S_H = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) [1]:**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min (1.5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

✓ **Selon le RPA99/version 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V}{e.d'} = \frac{1.4 \times 436,92 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3500} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **D'après le BAEL 91/révisé99 :**

$$\tau_u = \frac{T}{e.d} = \frac{436,92 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3500} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} = \frac{998,44 \times 10^3}{200 \times 3500 + 15 \times 24,36 \times 10^2} = 3.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sollicitation de calcul :**

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

❖ Ferrailage du Voile VL1 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	4,08	3,06
	L (m)		3,50	3,50	3,50
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,7	0,7	0,7
	He		4,080	4,080	3,060
	h		3,73	3,73	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		436,920	410,110	269,160
	N <sub>ser</sub> (kN)		998,44	802,64	423,84
	Vu (kN)		611,688	574,154	376,824
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		3646,420	2353,450	890,670
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		1483,990	558,830	188,380
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	Lt		2,49	2,83	2,89
	Lc		1,01	0,67	0,61
	d		1,66	1,87	1,36
	σ <sub>1</sub>		1215,473	801,621	472,924
	N <sub>1</sub>		806,30	588,42	184,77
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		20,16	14,71	4,62
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		16,82	15,79	10,36
	A'v1/bande/nappe		24,36	18,66	7,21
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6,63	7,46	5,42
Armatures horizontales adoptées pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		27,12	27,12	24,86
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*(12HA12)	2*(12HA12)	2*(11HA12)
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
	AH /nappe (cm2)		10,50	10,50	10,50
	AH adopté (cm2)		15,7	15,7	11,77
	choix de la section		20HA10	20HA10	15HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des constructions	$\bar{\tau}_b = -5\text{MPa}$	T <sub>b</sub>	0,971	0,911	0,598
	3,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0,694	0,651	0,427
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	1,348	1,084	0,575

❖ Ferrailage du Voile VL2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	4,08	3,06
	L (m)		1,00	1,00	1,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,2	0,2	0,2
	He		4,080	4,080	3,060
	h		3,73	3,73	2,71
Sollicitations de calcul	T(kN)		26,670	20,990	15,480
	N <sub>ser</sub> (kN)		667,32	572,24	316,96
	Vu (kN)		37,338	29,386	21,672
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		4555,950	4200,940	3465,960
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		491,790	616,650	2024,880
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	Lt		0,90	0,87	0,63
	Lc		0,10	0,13	0,37
	d		0,60	0,58	0,42
	σ <sub>1</sub>		1518,650	1400,313	1155,320
N <sub>1</sub>		365,52	325,62	194,47	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		9,14	8,14	4,86
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,03	0,81	0,60
	A'v1/bande/nappe		9,39	8,34	5,01
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		2,41	2,33	1,68
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		13,56	13,56	6,78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*(6HA12)	2*(6HA12)	2*(3HA12)
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,39	3,39	3,00
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		15,7	15,7	11,77
	choix de la section		20HA10	20HA10	15HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des constructions	$\bar{\tau}_b = -5\text{MPa}$	τ <sub>b</sub>	0,207	0,163	0,120
	3,26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0,148	0,117	0,086
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	3,029	2,597	1,508

❖ Ferrailage du Voile VL3 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	4,08	3,06
	L (m)		1,70	1,70	1,70
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,34	0,34	0,34
	He		4,080	4,080	3,060
	h		3,73	3,73	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		69,320	54,040	19,770
	N <sub>ser</sub> (kN)		678,21	552,71	294,03
	Vu (kN)		97,048	75,656	27,678
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		3576,550	2912,760	1410,620
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		545,330	374,410	798,600
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	Lt		1,48	1,51	1,09
	Lc		0,22	0,19	0,61
	d		0,98	1,00	0,72
	$\sigma_1$		1192,183	970,920	470,207
N <sub>1</sub>		468,95	390,02	136,11	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		11,72	9,75	3,40
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,67	2,08	0,76
	A'v1/bande/nappe		12,39	10,27	3,59
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		3,93	4,02	2,89
Armatures adoptées pour les armatures verticales horizontales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		18,08	18,08	13,56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*(8HA12)	2*(8HA12)	2*(6HA12)
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
	AH /nappe (cm2)		5,10	5,10	5,10
	AH adopté (cm2)		15,7	15,7	11,77
	choix de la section		20HA10	20HA10	15HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = -5\text{MPa}$	$\tau_b$	0,317	0,247	0,090
	3,26 Mpa	$\tau_u$	0,227	0,177	0,065
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	1,847	1,506	0,816

❖ Ferrailage du Voile VT1 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30
	hauteur etage (m)		4,08	4,08	3,06
	L (m)		1,00	1,00	1,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,2	0,2	0,2
	He		4,080	4,080	3,060
	h		3,78	3,78	2,76
Solicitation de calcul	T(kN)		91,830	225,410	211,530
	N <sub>ser</sub> (kN)		480,87	649,04	403,30
	Vu (kN)		128,562	315,574	296,142
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		6055,220	4788,240	2478,710
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		2404,220	974,140	1016,170
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	Lt		0,72	0,83	0,71
	Lc		0,28	0,17	0,29
	d		0,48	0,55	0,47
	σ <sub>1</sub>		2018,407	1596,080	826,237
	N <sub>1</sub>		385,27	353,67	156,27
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		9,63	8,84	3,91
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,54	8,68	8,14
	A'v1/bande/nappe		10,52	11,01	5,94
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		1,91	2,22	1,89
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		11,3	11,3	9,05
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*(5HA12)	2*(5HA12)	2*(3HA12)
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,00	3,00	3,00
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		10,04	10,04	7,53
	choix de la section		20HA8	20HA8	15HA8
Armatu res transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = -5\text{MPa}$	T <sub>b</sub>	0,714	1,753	1,645
	3,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0,510	1,252	1,175
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	2,217	2,992	1,888

❖ Ferrailage du Voile VT2

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30
	hauteur etage (m)		4,08	4,08	3,06
	L (m)		1,70	1,70	1,70
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,34	0,34	0,34
	He		4,080	4,080	3,060
	h		3,78	3,78	2,76
Solicitation de calcul	T(kN)		198,170	163,490	101,580
	N <sub>ser</sub> (kN)		479,37	375,00	195,71
	Vu (kN)		277,438	228,886	142,212
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		7608,380	2200,010	2135,770
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		5270,920	1044,590	1352,140
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	Lt		1,00	1,15	1,04
	Lc		0,70	0,55	0,66
	d		0,67	0,77	0,69
	$\sigma_1$		2536,127	733,337	711,923
	N <sub>1</sub>		679,19	225,42	197,62
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		16,98	5,64	4,94
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,63	6,29	3,91
	A'v1/bande/nappe		9,52	7,21	5,92
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		4,13	3,07	2,78
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		15,82	15,82	13,56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*(7HA12)	2*(7HA12)	2*(6HA12)
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		5,32	5,10	5,10
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		11,775	8,635	8,635
	choix de la section		20HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = -5\text{MPa}$	T <sub>b</sub>	0,907	0,748	0,465
	3,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0,648	0,534	0,332
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	1,289	1,031	0,543

# **CHAPITRE VI**

*Étude de*

*l'infrastructure*

**VI : Etude de l'infrastructure****VI.1 : Introduction**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

**VI.1.1 : Fondations superficielles**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

**VI.1.2 : Fondations profondes**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

## VI.2 : Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VI.2.1 : Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,...etc.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques ; La capacité portante du sol
- La stabilité de l'ouvrage
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...etc.
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...etc.
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...etc.
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.
- La facilité de l'exécution
- L'importance de la supère structure
- Le tassement du sol

### Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés.

#### a) Les fondations superficielles

- Fondations assises sur des remblais non stabilisés
- Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
- Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
- Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)

- Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
- Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...)
- Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
- Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

#### b) Les fondations profondes

- L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
- Erreurs lors de l'exécution.
- Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

### Conclusion

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

## VI.3 : Dimensionnement

### VI.3.1 : Semelles filantes

#### a) Semelles filantes sous voiles

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 :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle

**L** : Longueur de la semelle sous voile

**G** : Charge permanent à la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

➤ **Sens longitudinal :**

**Tableau .VI. 1 :** Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)

Voiles	$N_s$ (Kn)	L(m)	B(m)	Nombre	S=B x L (m <sup>2</sup> )
VL <sub>1</sub>	813,94	3,50	1,16	4	16,34
VL <sub>1</sub>	628,43	1,70	1,84	2	6,25
					<b>S= 22,59</b>

➤ **Sens transversal :**

**Tableau .VI. 2 :** Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

Voiles	$N_s$ (KN)	L(m)	B(m)	Nombre	S=B x L(m <sup>2</sup> )
VT <sub>1</sub>	222,50	1,00	1,11	8	8,88
VT <sub>2</sub>	413,12	1,7	1,21	4	4,84
					<b>S= 13,72</b>

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_V = \sum S_i = 22,59 + 13,72 = 36,31 \text{ m}^2$$

**b) Semelles filantes sous poteaux**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (file de poteaux les plus sollicités).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .VI.3:** Surface des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	$N_i$ (KN)	$M_{inf}$ (KN.m)	$e_i$ (m)	$N_i \times e_i$
C3	634,28	0,121	-1,75	-1109,99
C9	490,83	-5,755	-5,25	-2576,8575
C15	289,72	0,236	1,75	507,01
C21	360,76	-4,101	5,14	1854,3064
$\Sigma = 1775,59$		$\Sigma = -9,499$		$\Sigma = -1325,511$

➤ **Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est :

$$N_s = \sum N_i = 1775,59 \text{ kN}$$

• **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1325,511 + (-9,499)}{1775,59} = -0,75 \text{ m}$$

• **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

<p>Si <math>e \leq \frac{L}{6} \rightarrow</math> Répartition trapézoïdale.</p> <p>Si <math>e &gt; \frac{L}{6} \rightarrow</math> Répartition triangulaire.</p>	$\left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \end{array} \right.$
---	--

On a :  $e = -0,75 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{10,50}{6} = 1,75 \text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 e}{L}\right) = \frac{1775,59}{10,50} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,75)}{10,50}\right) = 254,127 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 e}{L}\right) = \frac{1775,59}{10,50} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,75)}{10,50}\right) = 97,47 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 e}{L}\right) = \frac{1775,59}{10,50} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,75)}{10,50}\right) = 163,36 \text{ KN/ml}$$

• **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{163,36}{200} = 0,68 \text{ m}$$

**Donc on opte pour :**  $B = 1 \text{ m}$

On aura :  $S = 1 \times 10,50 = 10,50 \text{ m}^2$

**Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :**  $S_p = S \times n$

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 10,50 \times 6 = 63 \text{ m}^2$$

• **La surface totale occupée par les semelles filantes est :**

$$S_t = S_p + S_v = 63 + 36,31 = 99,31 \text{ m}^2$$

- **La surface totale de la structure :**

$$S_{bat} = 185,30 \text{ m}^2$$

**Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :**

$$\frac{S_{t \text{ semelle}}}{S_{bat}} = \frac{99,31}{185,30} \times 100 = 53,58 \%$$

**Donc :**  $S_t \text{ semelle} = 99,31 \text{ m}^2 > 50\% S_{bat} = 92,65 \text{ m}^2$

### Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### VI.3.2 : Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

#### VI.3.2.1 : Pré dimensionnement du radier

##### 1. Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

##### 2. Selon la condition forfaitaire

###### a. Sous voiles

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

**h** : épaisseur du radier.

$L_{\max}$  : Distance maximal entre nus des nervures. ( $L_{\max}=3,50$  m)

$$L_{\max} = 3,50 \text{ m}$$

$$\frac{350}{8} \leq h \leq \frac{350}{5}$$

$$43,75 \text{ cm} \leq h \leq 70 \text{ cm}$$

On prend :

$$h = 70 \text{ cm}$$

## b. Sous poteaux

### a) La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec un minimum de 25cm.

$$h_d > \frac{350}{20} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit :

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

### b) Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n > \frac{350}{10} = 35 \text{ cm}$$

Soit :

$$h_n = 65 \text{ cm.}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 26 \leq b_n \leq 45,5$$

Soit :

$$b_n = 45 \text{ cm}$$

### c) Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e_f \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{350}{50} \leq e_t \leq \frac{350}{40} \rightarrow 7 \leq h_t \leq 8,75 \text{ cm}$$

soit :

$$h_t = 8 \text{ cm}$$

➤ Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à :}$$

$$\sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

**Avec :**

**L<sub>e</sub>** : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

**K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40MPa pour un sol moyen.

**I** : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

**E** : Module de déformation longitudinale déferée E = 10818,86 MPa.

**L<sub>max</sub>** : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\mathbf{D'où :} h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3,50\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,65 \text{ m}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ;

On opte pour **h = 80 cm**.

### Conclusion

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- ✓ La dalle **h<sub>d</sub> = 30 cm**.
- ✓ hauteur de la nervure: **h<sub>n</sub> = 75 cm**.
- ✓ largeur de la nervure : **b<sub>n</sub> = 45 cm**.
- ✓ La dalle flottante : **e<sub>f</sub> = 8 cm**

## ❖ Calcul de la surface nécessaire du radier

Tableau.VI. 4 : Surface du radier

Chargement	Charge permanente	$G = 19834,19 \text{ KN}$
	Charge d'exploitation	$Q = 3120,57 \text{ KN}$
Combinaison d'action	ELU	$N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q$ $N_u = 1,35 \times 19834,19 + 1,50 \times 3120,57$ $= 31457,015 \text{ KN}$
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 19834,19 + 3120,57 = 22954,76 \text{ KN}$
	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{31457,015}{1,33 \times 200} = 118,259 \text{ m}^2$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{22954,76}{200} = 114,774 \text{ m}^2$
Surface adoptée		$S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}\} = 118,259 \text{ m}^2$
La surface du bâtiment		$S_{bat} = 185,30 \text{ m}^2$
Conclusion		<p><math>S_{bat} = 185,30 \text{ m}^2 &gt; S_{rad} = 118,259 \text{ m}^2</math></p> <p>Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :</p> $L_{déb} \geq \max\left\{\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right\} = \max\left\{\frac{75}{2}; 30 \text{ cm}\right\}$ $= 37,5 \text{ cm}$ $L_{déb} = 40 \text{ cm}$
Surface du débord		$S_{déb} = P \times L_{déb} = 55,88 \times 0,40 = 22,32 \text{ m}^2$
Surface totale du radier		$S_{rad} = S_{déb} + S_{bat} = 22,32 + 185,30$ $= 207,62 \text{ m}^2$

❖ Calcul des sollicitations à la base du radier

**Tableau. VI.5 :** Sollicitation à la base du radier

<b>Poids du bâtiment</b>		G = 19834,19 KN	
<b>Poids du radier</b>	<b>Poids de la dalle</b>	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 207,62 \times 0,20 \times 25$	<b>1038,1KN</b>
	<b>Poids de la nervure</b>	$P_{ner} = b_n (h_n - h_d) \times \rho_b \times \sum (L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0,45 \times (0,75 - 0,30) \times 25 \times (10,90 \times 6 + 17 \times 4)$	<b>675,33 KN</b>
	<b>Poids de TVO</b>	$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \times n + L_y \times m) = 0,45 \times 133,4$ $= 60,03 \text{ m}^2$ $P_{TVO} = (207,62 - 60,03) \times (0,75 - 0,2) \times 17$	<b>1379,96 KN</b>
	<b>Poids de la dalle flottante</b>	$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \times e_f \times \rho_b$ $P_{dalle \text{ flottante}} = 207,62 \times 0,08 \times 25$	<b>414,06 KN</b>
<b>Poids de radier</b>		3507,45KN	
<b>Surcharge d'exploitation</b>	Surcharge de bâtiment Q		<b>3120,57KN</b>
	Surcharge du radier Q = 3,5 × 207,62		<b>726,67 KN</b>
<b>Poids total de la structure</b>	$G_T = G_b + G_{rad} = 19834,19 + 3507,45$		<b>23341,64 KN</b>
	$Q_t = Q_b + Q_{rad} = 3120,57 + 726,67$		<b>3847,24 KN</b>
<b>Combinaisons</b>	ELU $N_u = 1,35G + 1.50Q$ $N_u = 1,35 \times \mathbf{23341,64} + 1,50 \times 3847,24$		<b>37282,074KN</b>
	ELS $N_s = G + Q$ $N_s = \mathbf{23341,64} + 3847,24$		<b>27188,88 KN</b>

VI.3.3 : Vérifications

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

**Tableau.VI. 6 :** Vérification de la contrainte de cisaillement

<b>Contrainte de cisaillement</b>	$T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$ $T_u^{\max} = \frac{37282,074 \times 0,75}{207,62} \times \frac{3,50}{2} = 235,68 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{235,68 \times 10^3}{750 \times 0,9 \times 300} = 1,16 \text{ MPa}$
<b>Contrainte de cisaillement admissible</b>	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2,50 \text{ MPa} \right\} = 2,50 \text{ MPa}$
<b>Observation</b>	$\tau_u = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,50 \text{ MPa}$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée</b></p>

2. Vérification de la stabilité de radier

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Où :

$$\sigma_{(1, 2)} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} v$$

Avec :

$\sigma_1, \sigma_2$  : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.

**N** : Effort normal dû aux charges verticales.

**S<sub>rad</sub>** : Surface totale du radier.

**M** : Moment sismique à la base dans les deux sens **x-x** et **y-y** (Déduit d'ETABS).

**I** : Moment d'inertie suivant le sens considéré.

**Tableau .VI.7 :** Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal)

❖ Sens longitudinal :	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	5,45m
	Moment d'inertie	$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{17 \times 10,90^3}{12}$	1834.624 m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_x = 970,45 + 2266,83 \times 0,75 = 2670,57 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{37282,074}{207,62} + \frac{2670,57}{1834.624} \times 5,45 = 187,50 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{37282,074}{207,62} - \frac{2670,57}{1834.624} \times 5,45 = 171,63 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 187,50 + 171,63}{4} = 183,53 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 184,50 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ <p><b>Condition vérifiée</b></p>	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{27188,88}{207,62} + \frac{2670,57}{1834.624} \times 5,45 = 138,88 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{27188,88}{207,62} - \frac{2670,57}{1834.624} \times 5,45 = 123,02 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 138,88 + 123,02}{4} = 134,91 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 134,91 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$		

		Condition vérifiée
--	--	--------------------

**Tableau.VI. 8 :** Vérification de la stabilité de radier (sens transversal)

❖ Sens transversal :	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	8,5 m
	Moment d'inertie	$I_{xx} \frac{b \times h^3}{12} = \frac{10,9 \times 17^3}{12}$	4462,34 m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_y = 1183,38 + 2673,5 \times 0,75 = 3788,50 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{37282,074}{207,62} + \frac{3788,50}{4462,34} \times 8,5 = 180,41 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{37282,074}{207,62} - \frac{3788,50}{4462,34} \times 8,5 = 178,71 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 180,41 + 178,71}{4} = 179,89 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 179,89 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ <p>Condition vérifiée</p>	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{27188,88}{207,62} + \frac{3788,50}{4462,34} \times 8,5 = 138,17 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{27188,88}{207,62} - \frac{3788,50}{4462,34} \times 8,5 = 123,37 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{138,17 + 123,37}{4} = 134,47 \text{ KN/m}^2$	

	<b>Observation</b>	$\sigma_m = 134,47 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ <b>Condition vérifiée</b>
--	--------------------	---

### VI.3.4 : 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**.

#### Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas :

➤ **1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $\rho < 0,40$  → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_{0y} = 0$$

➤ **2<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $0,40 < \rho \leq 1$  → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $\mathbf{M_{0x}} = \mathbf{q_u} \times \mathbf{\mu_x} \times \mathbf{L_x^2}$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $\mathbf{M_{0y}} = \mathbf{\mu_y} \times \mathbf{M_{0x}}$

Les coefficients  $\mu_x$  ;  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

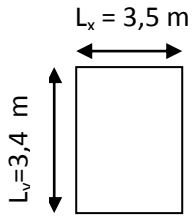
Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  avec ( $L_x < L_y$ )

❖ **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'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

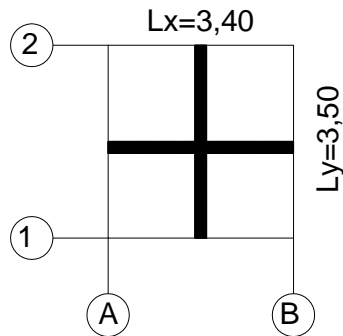
a) Chargement

**Tableau.VI. 9 :** Chargement de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS

<b>Dimension</b> <b>Panneau le plus sollicité</b>		 <p style="text-align: center;"><math>L_x = 3,5 \text{ m}</math></p> <p style="text-align: center;"><math>L_y = 3,4 \text{ m}</math></p>
<b>Domain de portance</b>		$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{3,50} = 0,97 > 0,40$ <p><b>Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.</b></p>
<b>Contrainte</b>	<b>ELU</b>	$\sigma_m^{\max} = \max\{\sigma_u^1; \sigma_u^2\} = \max\{183,53; 179,89\}$ $\sigma_m^{\max} = 183,53 \text{ KN/m}^2$
	<b>ELS</b>	$\sigma_m^{\max} = \max\{\sigma_s^1; \sigma_s^2\} = \max\{134,47 ; 134,91\}$ $\sigma_m^{\max} = 134,91 \text{ KN/m}^2$
<b>Chargement</b>	<b>ELU</b>	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ $q_u = 183,53 - \frac{3507,45}{207,62} \times 1m$ $q_u = 166,63 \text{ KN/ml}$
	<b>ELS</b>	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ $q_s = 134,91 - \frac{3507,45}{207,62} \times 1m$ $q_s = 118,01 \text{ KN/ml}$

**b) Sollicitation**

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée.



**Tableau .VI. 10 :** Moment de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS

	ELU	ELS
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	0,97	0,97
Coefficient de poisson	$\nu = 0$	$\nu = 0,20$
$\mu_x$	0,0393	0,0469
$\mu_y$	0,934	0,954
$M_{0x}$	$M_{0x} = 166,63 \times 0,0393 \times 3,40^2$ $M_{0x} = 75,70 \text{ KN.m}$	$M_{0x} = 134,91 \times 0,0469 \times 4,15^2$ $M_{0x} = 73,14 \text{ KN.m}$
$M_{0y}$	$M_{0y} = 0,934 \times 75,70$ $M_{0y} = 70,70 \text{ KN.m}$	$M_{0y} = 0,954 \times 76,09$ $M_{0y} = 69,77 \text{ KN.m}$

**c) Correction des moments**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 \times M_{0x}$$

❖ **ELU**

✓ **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times 75,70 = 56,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times 70,70 = 53,02 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments aux appuis**

$$M_{ax} = -0,50 \times M_{0x}$$

$$M_{ax} = -0,50 \times 75,70 = -37,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,50 \times M_{0y}$$

$$M_{ay} = -0,50 \times 70,70 = -35,35 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS**

✓ **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times 73,14 = 54,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times 69,77 = 52,32 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments aux appuis**

$$M_{ax} = -0,50 \times M_{0x}$$

$$M_{ax} = -0,50 \times 73,14 = -36,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,50 \times M_{0y}$$

$$M_{ay} = -0,50 \times 69,77 = -34,88 \text{ KN.m}$$

### VI.3.5 : Ferrailage à l'ELU

a) Dans le sens X-X

**Tableau.VI. 11 :** Ferrailage de la dalle du radier (X-X)

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{tx} = 56,77 \text{ KN.m}$	$M_{ax} = 37,85 \text{ N.m}$

Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{56,77 \times 10^6}{14,20 \times 1000 \times 270^2}$ $\mu = 0,054 < 0,392$ <p>→SSA (<math>A_c=0\text{cm}^2</math>)</p>	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{37,85 \times 10^6}{14,20 \times 1000 \times 270^2}$ $\mu = 0,036 < 0,392$ <p>→SSA (<math>A_c=0\text{cm}^2</math>)</p>
$\beta$	0,972	0,982
$A_{st}$	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{56,77 \times 10^4}{0,972 \times 270 \times 348}$ $A_{st} = 6,21 \text{ cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{37,85 \times 10^4}{0,982 \times 270 \times 348}$ $A_{st} = 4,10 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A \geq 0,80\% \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad (\text{Art B. 7.4 BAEL99})$ <p>Avec : <math>0,80\% \times b \times h</math> pour HA Fe400</p> $A \geq 0,80\% \times 100 \times 30 \times \frac{(3 - 0,82)}{2} = 2,43 \text{ cm}^2$ <p>Condition vérifiée</p>	
$A_{adop}$	6HA16=12,06 cm <sup>2</sup>	6HA14 = 9,23 cm <sup>2</sup>
Espacement	$S_t = 20\text{cm}$	$S_t = 20\text{cm}$

b) Dans le sens Y-Y

**Tableau.VI. 12 :** Ferrailage de la dalle du radier (Y-Y)

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{ty} = 53,02 \text{ KN.m}$	$M_{ay} = 35,35 \text{ KN.m}$

<p><b>Calcul des moments réduits</b></p>	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{53,02 \times 10^6}{14,20 \times 1000 \times 270^2}$ $\mu = 0,052 < 0,392$ <p>→SSA (<math>A_c = 0\text{cm}^2</math>)</p>	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{35,35 \times 10^6}{14,20 \times 1000 \times 270^2}$ $\mu = 0,034 < 0,392$ <p>→SSA (<math>A_c = 0\text{cm}^2</math>)</p>
<p><b><math>\beta</math></b></p>	<p>0,973</p>	<p>0,983</p>
<p><b><math>A_{st}</math></b></p>	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{53,0210^6}{0,973 \times 270 \times 348}$ $A_{st} = 5,79 \text{ cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{35,35 \times 10^6}{0,983 \times 270 \times 348}$ $A_{st} = 3,82 \text{ cm}^2$
<p><b>Condition de non fragilité</b></p>	$A \geq 0,80\text{‰} \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \text{ (Art B. 7.4 BAEL99)}$ <p>Avec : <math>0,80\text{‰} \times b \times h</math> pour HA F<sub>c</sub>400.</p> $A \geq 0,80\text{‰} \times 100 \times 30 \times \frac{(3 - 0,82)}{2} = 2,43 \text{ cm}^2$ <p><b>Condition vérifiée</b></p>	
<p><b><math>A_{adop}</math></b></p>	<p><b>6HA16=12,06 cm<sup>2</sup></b></p>	<p><b>6HA14 = 9,23 cm<sup>2</sup></b></p>
<p><b>Espacement</b></p>	<p><b><math>S_t = 20\text{cm}</math></b></p>	<p><b><math>S_t = 20\text{cm}</math></b></p>

VI.3.6 : Vérification à l'ELU

❖ Vérification de l'espacement

Tableau .VI. 13 : Vérification de l'espacement

Espacement des barres		
Fissuration préjudiciable	Sens $L_x$ :	En travée : $S_t=15$ cm En appuis : $S_t=15$ cm
	$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$	
Sens $L_y$ :	En travée : $S_t=20$ cm En appuis : $S_t=20$ cm	
$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = \min\{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$		

❖ Vérification de la contrainte tangentielle (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 9)

Tableau .VI.14 : Vérification de la contrainte tangentielle

Contrainte tangentielle		
L'effort tranchant	$V_u$	$V_{u\max} = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$ $V_{u\max} = \frac{166,63 \times 3,5 \times 3,4}{2 \times 3,4 + 3,5}$ $V_{u\max} = 190,66 \text{ KN}$
$\tau_u$		$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{190,66 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,70 \text{ MPa}$
$\bar{\tau}$		$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\}$ $\bar{\tau} = \min\{3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}\} = 3,33\text{MPa}$
Observation		$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$ <p>→Condition vérifiée</p>

**VI.3.7 : Vérification à l'ELS**

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

**a) Dans les aciers**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times 27}$$

**b) Dans le béton**

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

**Tableau.VI. 15 :** Verification à l'ELS

	Zone	$A_s$	$M_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
<b>X-X</b>	<b>Appui</b>	9,23	37,85	0,342	0,909	39,95	167,04	348	3,80	15	<b>CV</b>
	<b>Travée</b>	12,06	56,77	0,450	0,898	34,02	129,44	348	6,77	15	<b>CV</b>
<b>Y-Y</b>	<b>Appui</b>	9,23	35,35	0,342	0,909	39,95	156,04	348	3,90	15	<b>CV</b>
	<b>Travée</b>	12,06	53,02	0,450	0,898	34,02	120,89	348	5,32	15	<b>CV</b>

VI.3.8 : Ferrailage des débords

➤ Sollicitation de calcul

**Tableau.VI. 16 :** Sollicitation de calcul

<b>Longueur</b>	L = 0,40 m
<b>ELU</b>	$q_u = 166,63 \text{ KN/ml}$
<b>ELS</b>	$q_s = 118,01 \text{ KN/ml}$
<b>Sollicitation</b>	$M_{uz} = \frac{q_u \times L^2}{2} = -\frac{166,63 \times 0,40^2}{2} = -13,33 \text{ KN.m}$
	$M_{sz} = \frac{q_s \times L^2}{2} = -\frac{118,01 \times 0,40^2}{2} = -9,44 \text{ KN.m}$

a) Ferrailage à l'ELU

**Tableau.VI. 17 :** Ferrailage de débord

<b>Calcul des moments réduits</b> $\mu$	$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{13,33 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 270^2} = 0,012$ <p><math>\mu = 0,012 &lt; 0.392 \rightarrow \text{SSA}</math></p>
$\beta$	0.994
<b>Section d'acier</b>	$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{13,33 \times 10^6}{0.994 \times 270 \times 348} = 149 \text{ mm}^2$ $A_{st} = 1,49 \text{ cm}^2$
<b>Condition de non fragilité</b>	$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 270 \times 2.1}{400} = 326 \text{ mm}^2$ $A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2$
$A_{adop}$	<b>4HA12 = 4,52cm<sup>2</sup></b>
<b>Espacement</b>	$S_t = \min\{2h; 25\text{cm}\} = \min\{60\text{cm}; 25\text{cm}\}$ $S_t = 25 \text{ cm}$
<b>Armatures de répartition</b>	$\frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$
$A_{adop}$	<b>4HA10=3,14cm<sup>2</sup> avec :</b>

	$S_t = \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{90\text{cm}; 33\text{cm}\}$ $S_t = 25\text{cm}$
--	---

**b) Vérification à l'ELS**

❖ **Vérification à l'état d'ouverture des fissures**

**Tableau.VI. 18 :** Vérification des contraintes dans les aciers

<b>Contrainte limite d'acier à la fissuration peu préjudiciable</b>	<b>Aucune vérification à effectuer</b>	
<b>Contrainte d'acier calculé</b> $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}$	Avec : $\rho = \frac{100 \times A_s}{100 \times d} = 0,169$ $\beta_1 = 0,933$ $K_1 = 59,63$	$\sigma_s = 103,64 \text{ MPa}$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton**

**Tableau.VI. 19 :** Vérification des contraintes dans le béton

<b>Contrainte limite de béton</b>	$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$	$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$
<b>Contrainte de béton calculée</b>	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$	$\sigma_b = 1,73 \text{ MPa}$
<b>Observation</b>	$\sigma_b = 1,73\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$ <b>→Condition vérifiée</b>	

**VI.3.9 : Ferrailage de la nervure**

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

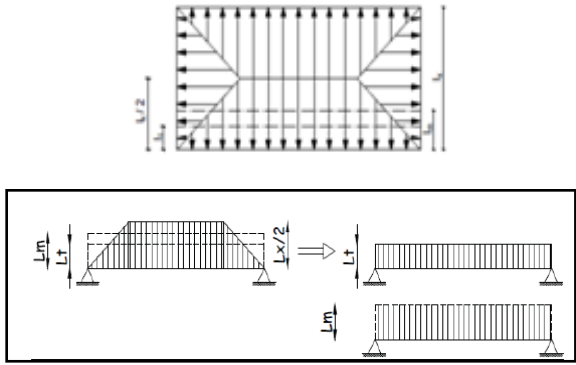
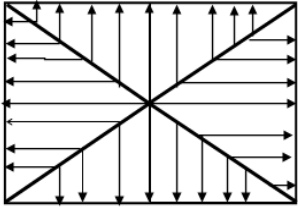
Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur Lm), et le même effort tranchant (largeur Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique :

➤ **Détermination des charges**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 179,89 - \frac{3507,45}{207,62} - \frac{675,33}{60,03} \right) \times 1m = 151,7 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 134,47 - \frac{3507,45}{207,62} - \frac{675,33}{60,03} \right) \times 1m = 106,32 \text{ KN/ml}$$

**Tableau.VI. 20** : Répartitions simplifiée des chargements

<p>Cas de chargement trapézoïdal</p>		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
<p>Cas de chargement triangulaire</p>		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

➤ **Sollicitation**

- **Moment fléchissant**

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$
- **Effort tranchant**

$$Q_u = q_u \times l_t$$

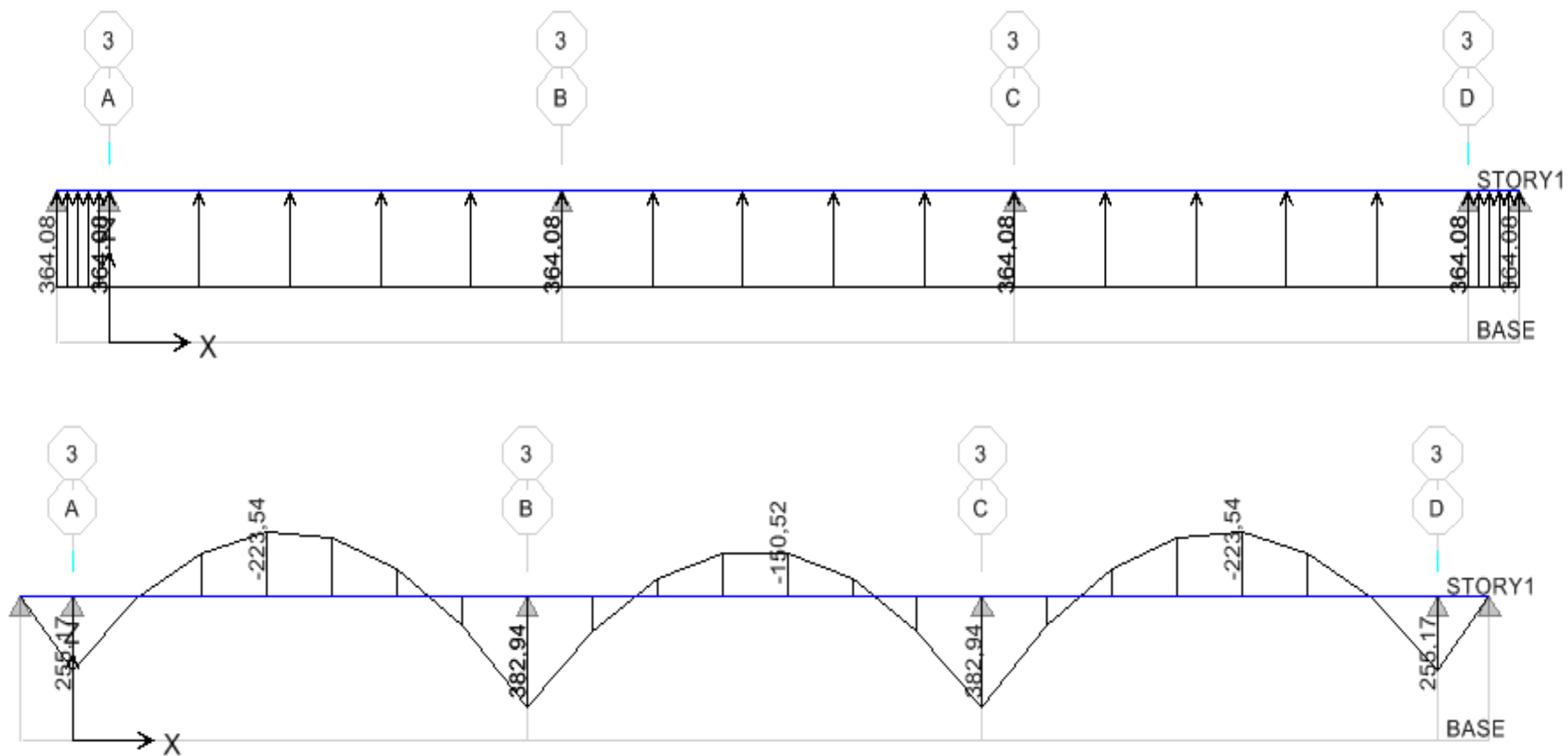
$$Q_s = q_s \times l_t$$

**Tableau.VI. 21 :** Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

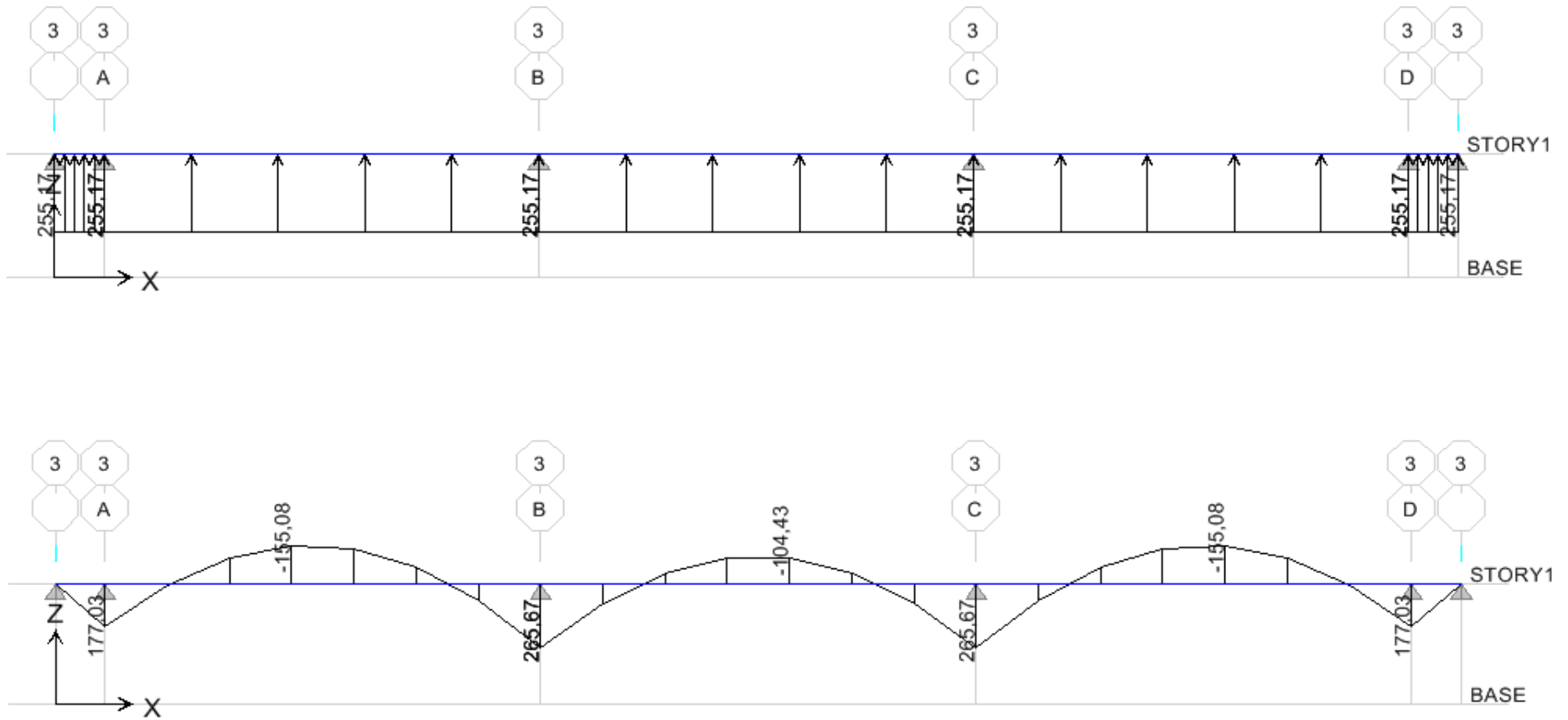
Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	f	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	S Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	S Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	S Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	S Q <sub>st</sub>
A-B	1	3,50	3 ,40	0,97	Trapézoïdal	1,20	0 ,93	151,7	106,32	182,04	364,08	127,58	255,17	141,08	282,16	98,88	197,56
	2	3,50	3 ,40	0,97	Trapézoïdal	1,20	0 ,93	151,7	106,32	182,04		127,58		141,08		98,88	
B-C	1	3,50	3 ,40	0,97	Trapézoïdal	1,20	0 ,93	151,7	106,32	182,04	364,08	127,58	255,17	141,08	282,16	98,88	197,56
	2	3,50	3 ,40	0,97	Triangulaire	1,20	0 ,93	151,7	106,32	182,04		127,58		141,08		98,88	
C-D	1	3,50	3 ,40	0,97	Triangulaire	1,20	0 ,93	151,7	106,32	182,04	364,08	127,58	255,17	141,08	282,16	98,88	197,56
	2	3,50	3 ,40	0,97	Triangulaire	1,20	0 ,93	151,7	106,32	182,04		127,58		141,08		98,88	

**Tableau.VI. 22 :** Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

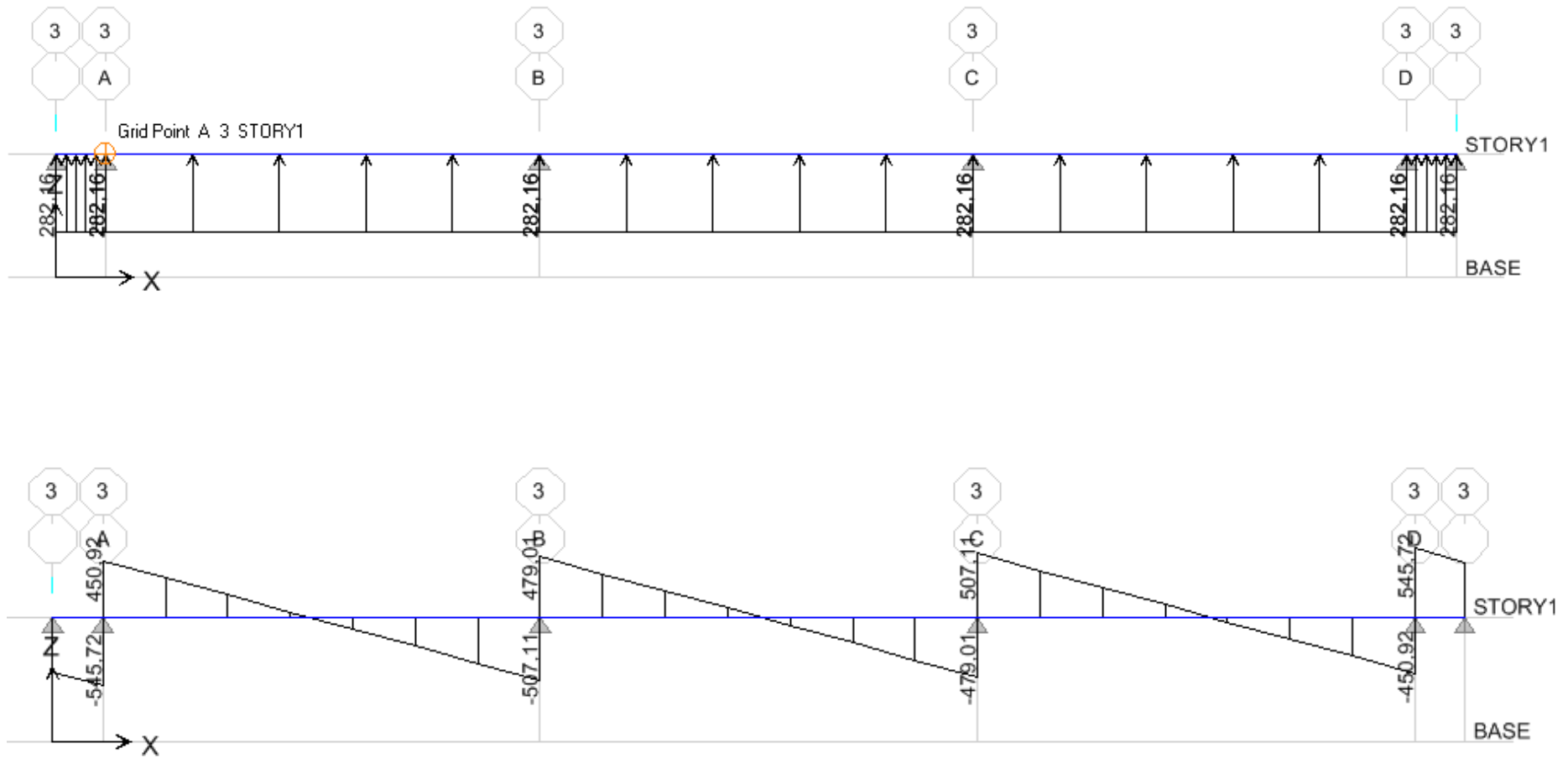
Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	f	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	S Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	S Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	S Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	S Q <sub>st</sub>
1-2	1	3,40	3,50	0,97	Trapézoïdal	1,16	0,90	151,7	106,32	175,97	351,94	123,33	246,66	136,53	273,06	95,69	191,38
	2	3,40	3,50	0,97	Trapézoïdal	1,16	0,90	151,7	106,32	175,97		123,33		136,53		95,69	
2-3	1	3,40	3,50	0,97	Trapézoïdal	1,16	0,90	151,7	106,32	175,97	351,94	123,33	246,66	136,53	273,06	95,69	191,38
	2	3,40	3,50	0,97	Trapézoïdal	1,16	0,90	151,7	106,32	175,97		123,33		136,53		95,69	
3-4	1	3,00	3,50	0,88	Trapézoïdal	1,26	1,04	151,7	106,32	191,14	382,28	133,96	267,92	157,76	315,52	123,23	246,66
	2	3,00	3,50	0,88	Trapézoïdal	1,26	1,04	151,7	106,32	191,14		133,96		157,76		123,23	
4-5	1	3,40	3,50	0,97	Trapézoïdal	1,16	0,90	151,7	106,32	175,97	351,94	123,33	246,66	136,53	273,06	95,69	191,38
	2	3,40	3,50	0,97	Trapézoïdal	1,16	0,90	151,7	106,32	175,97		123,33		136,53		95,69	
5-6	1	3,40	3,50	0,97	Trapézoïdal	1,16	0,90	151,7	106,32	175,97	351,94	123,33	246,66	136,53	273,06	95,69	191,38
	2	3,40	3,50	0,97	Trapézoïdal	1,16	0,90	151,7	106,32	175,97		123,33		136,53		95,69	



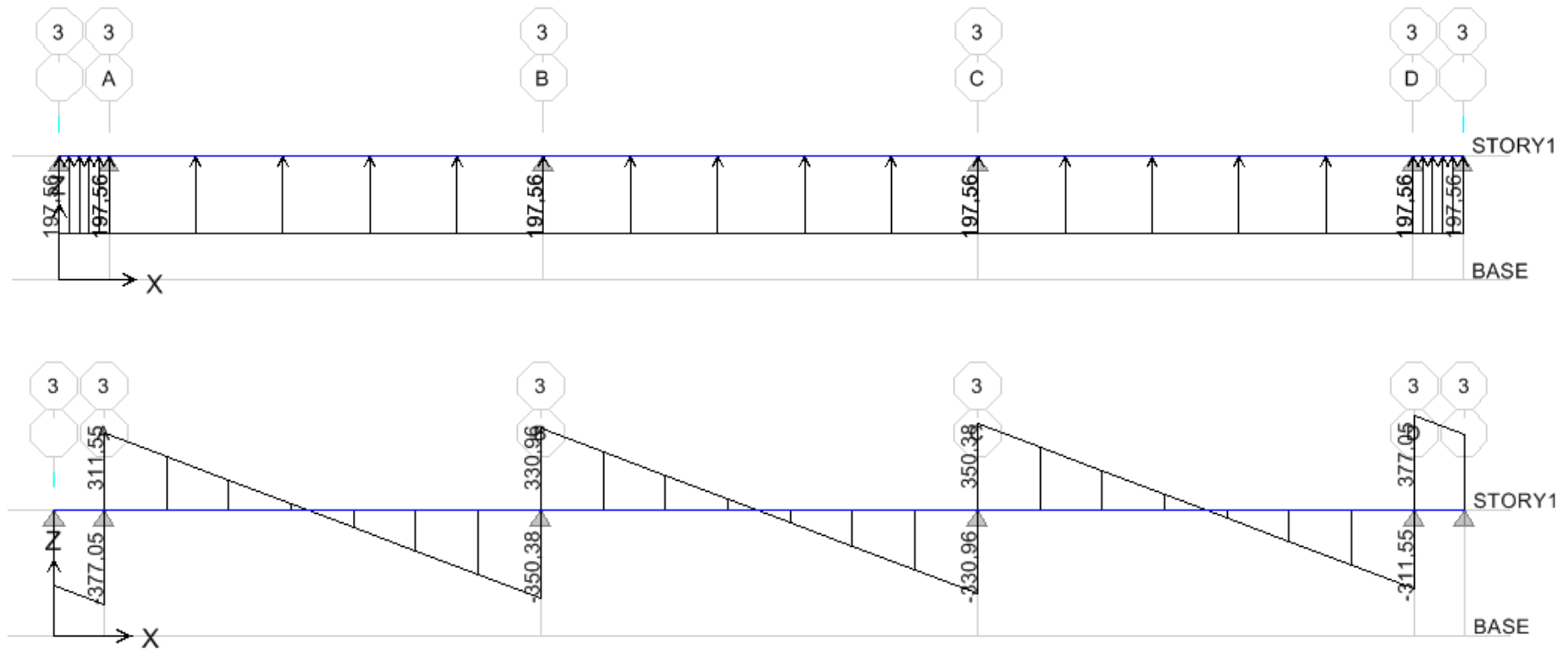
**Figure.VI. 1 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).



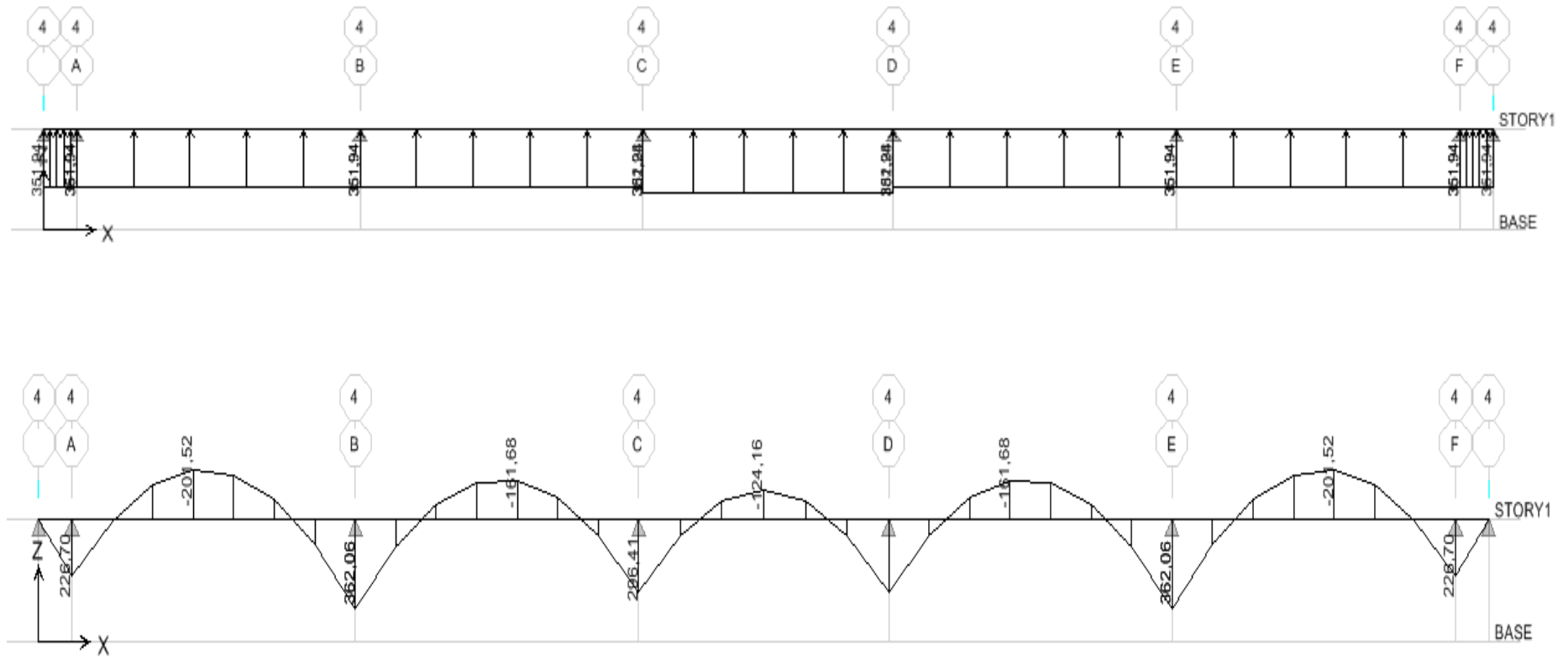
**Figure.VI. 2 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).



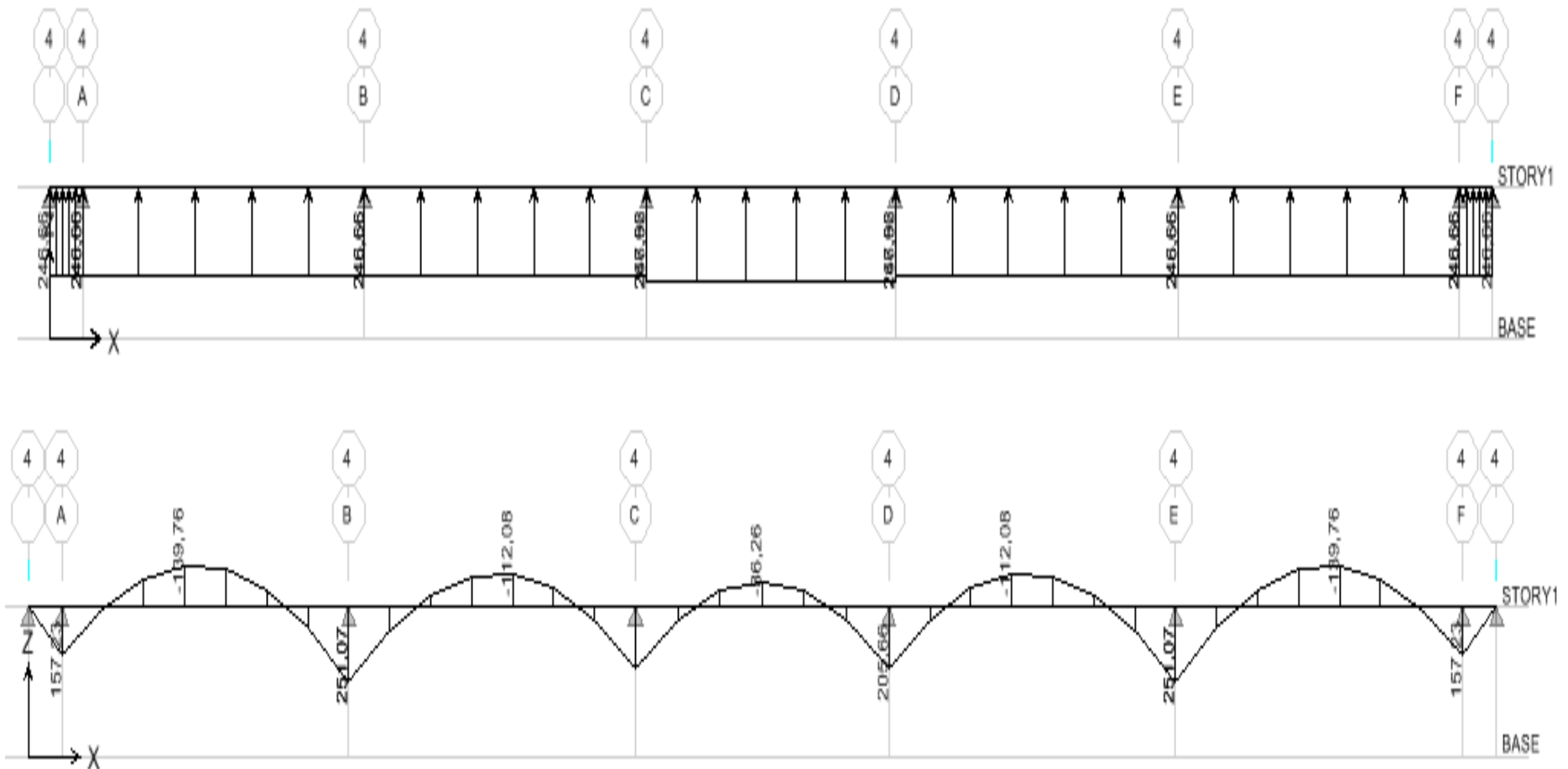
**Figure.VI. 3 :** Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).



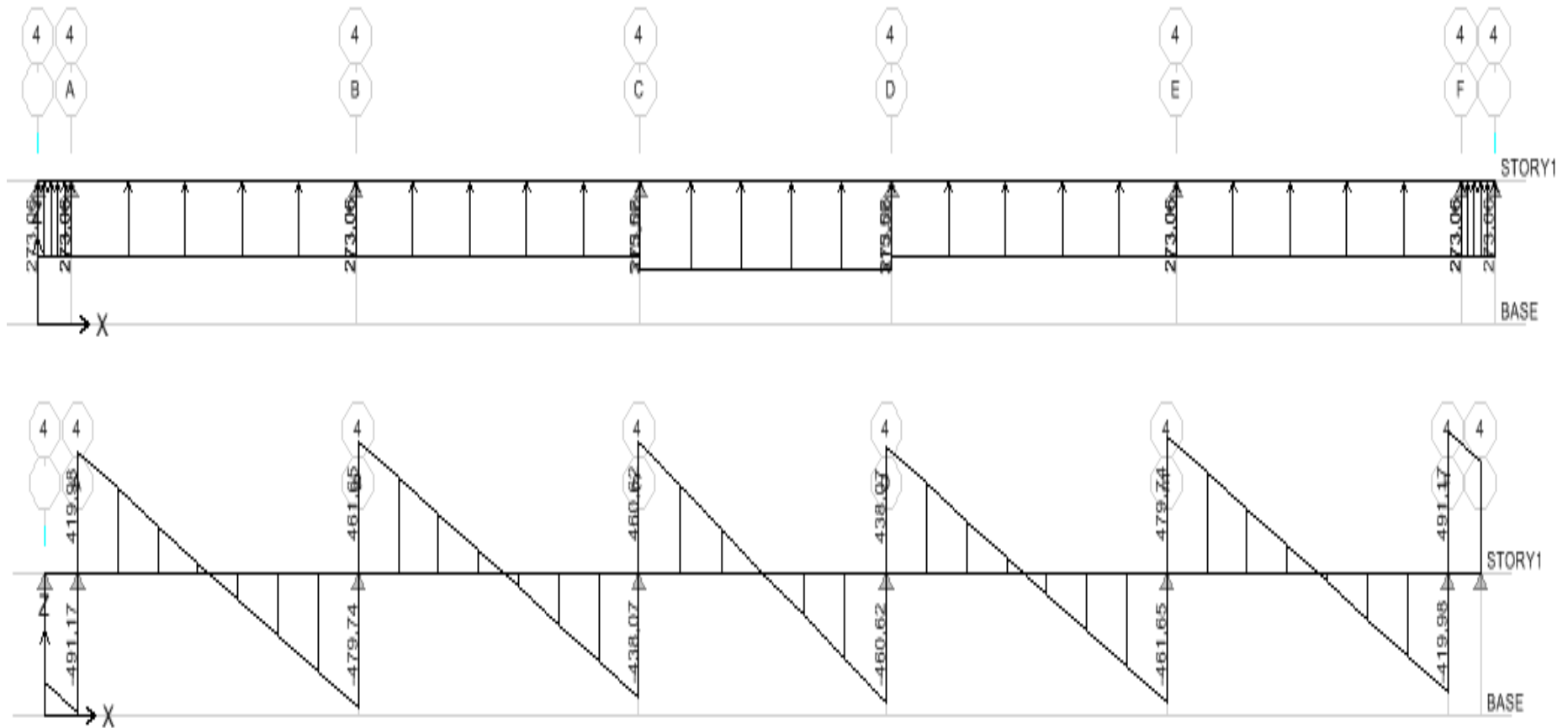
**Figure.VI. 4 :** Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens longitudinal)



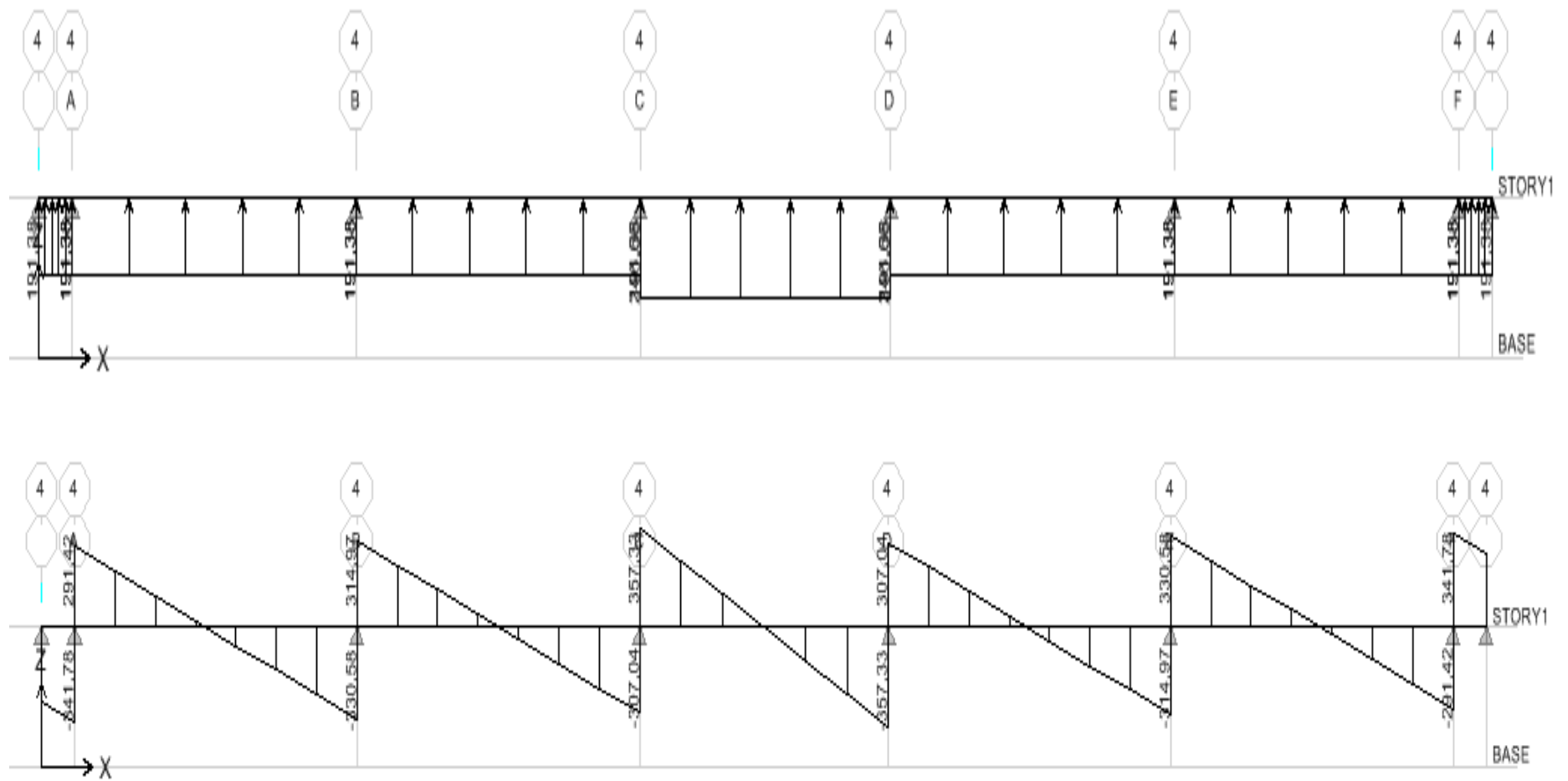
**Figure.VI. 5 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).



**Figure .VI. 6 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal)



**Figure .VI. 7 :** Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens transversal)



**Figure.VI. 8 :** Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens transversal)

➤ Sens longitudinal

**Tableau.VI. 23 :** Moments fléchissant et efforts tranchant (X-X)

Les efforts	ELU	ELS
<b>Moment fléchissant</b>	$M_{tu} = 223,54 \text{ KN.m}$	$M_{ts} = 155,08 \text{ KN.m}$
	$M_{au} = 382,94 \text{ KN.m}$	$M_{as} = 265,67 \text{ KN.m}$
<b>Effort tranchant</b>	$T_{max} = 545,62 \text{ KN}$	$T_{max} = 377,05 \text{ KN}$

➤ Sens transversal

**Tableau.VI. 24 :** Moments fléchissant et efforts tranchant (Y-Y)

Les efforts	ELU	ELS
<b>Moment fléchissant</b>	$M_{tu} = 201,52 \text{ KN.m}$	$M_{ts} = 139,76 \text{ KN.m}$
	$M_{au} = 362,06 \text{ KN.m}$	$M_{as} = 251,07 \text{ KN.m}$
<b>Effort tranchant</b>	$T_{max} = 491,17 \text{ KN}$	$T_{max} = 341,78 \text{ KN}$

**1. Ferrailage de la nervure**

**a. Armatures longitudinales**

$b = 45 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.VI. 25 :** Le ferrailage adopté pour la nervure

Sens	Zone	$M_u (\text{KN.m})$	$\mu$	Obs	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armature	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
X-X	Travée	223,54	0,066	SSA	0,966	6,99 cm <sup>2</sup>	<b>4HA16</b>	<b>8,03</b>
	Appui	382,94	0,114	SSA	0,939	15,60cm <sup>2</sup>	<b>4HA16+4HA16</b>	<b>16,08</b>
Y-Y	Travée	201,52	0,060	SSA	0,969	8,30cm <sup>2</sup>	<b>4HA16</b>	<b>8,03</b>
	Appui	362,06	0,102	SSA	0,946	15,27cm <sup>2</sup>	<b>4HA16+4HA16</b>	<b>16,08</b>

## b. Armatures transversales

**Tableau.VI. 26 :** Armature transversal

<b>Diamètre</b>		$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5,3mm$ Soit : $\phi = 8mm$
<b>Espacement</b>	<b>Zone nodale</b>	$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{lmax}\right\} = \min\left\{\frac{75}{4}; 12 \times 1,6\right\}$ $S_t \leq \min\{19,20cm; 24cm\}$ $S_t = 15 cm$
	<b>Zone courante</b>	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{75}{2} = 37,5cm$ $S_t = 20 cm$
<b>Armatures transversales minimales</b> (Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003)		$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b$ $A_{min} = 0,003 \times 15 \times 45$ $A_{min} = 2,02cm^2$

## c. Armatures de peau

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/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3cm^2}{ml} \times 1 = 3 cm^2$$

On opte pour : **2HA16 = 4,02cm<sup>2</sup> (deux nappes).**

## 2. Vérification à l'ELU

## a. Condition de non fragilité

**Tableau.VI. 27 :** vérification de la condition de non fragilité

$A_{min}$	$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} = 0,23 \times 45 \times 72 \times \frac{2,10}{400}$ $A_{min} = 3,91cm^2$
$A_{adop}$	$A_{adop} = 16,08cm^2 > A_{min} = 3,91 cm^2$

**b. Vérification de la contrainte de cisaillement**

**Tableau .VI. 28 :** Vérification de la contrainte de cisaillement

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,50MPa$	
<b>Sens longitudinale :</b> $T_u^{max} = 545,62 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{545,62 \times 10^3}{450 \times 720} = 1,68 \text{ MPa}$
$\tau_u = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50MPa$	
<b>Condition vérifiée</b>	
<b>Sens transversale :</b> $T_u^{max} = 491,17 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{491,17 \times 10^3}{450 \times 720} = 1,51MPa$
$\tau_u = 1,51MPa < \bar{\tau}_u = 2,50MPa$	
<b>Condition vérifiée</b>	

**3. Vérification à l'ELS**

**a. Dans les aciers**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 348MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

**Avec :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

**b. Dans le béton**

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

**Tableau. VI. 29 :** Verification à l'ELS

	Zone	$A_s$	$M_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appui	16,08	265,67	0,496	0,894	27,73	191,95	348	6,92	15	CV
	Travée	8,03	155,08	0,247	0,921	37,08	216,17	348	5,82	15	CV
Y-Y	Appui	16,08	251,07	0,496	0,894	27,73	180,05	348	6,49	15	CV
	Travée	8,03	139,76	0,247	0,921	26,24	194,82	348	7,42	15	CV

**4. Vérification de la stabilité au renversement (Art 10-1-5 RPA99 vs 2003)**

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste a l'intérieure de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

**Tableau .VI. 30 :** Vérification de la stabilité au renversement

	N	M	$e = \frac{M}{N}$	B	$\frac{B}{4}$	Observation
X-X	27188,88	2670,57	0,098	10,50	2,63	CV
Y-Y	27188,88	3788,50	0,13	16,60	4,15	CV

# **CHAPITRE VII**

## *Étude du mur plaque*

## VII : Etude du mur plaque

### VII.1 : Introduction

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

### VII.2 : Pré-dimensionnement de mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par (Art:10.1.2) RPA99-version 2003 est de 15 cm ; on adopte pour une épaisseur de 20cm.

### VII.3 : Méthode de calcul

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encasté au niveau de la semelle et appuyé doublement au niveau de 1<sup>er</sup> entre -sol, pour une bande de largeur de 1m.

### VII.4 : Détermination des sollicitations

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  :

On a :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \rightarrow K_0 = 0,5$$

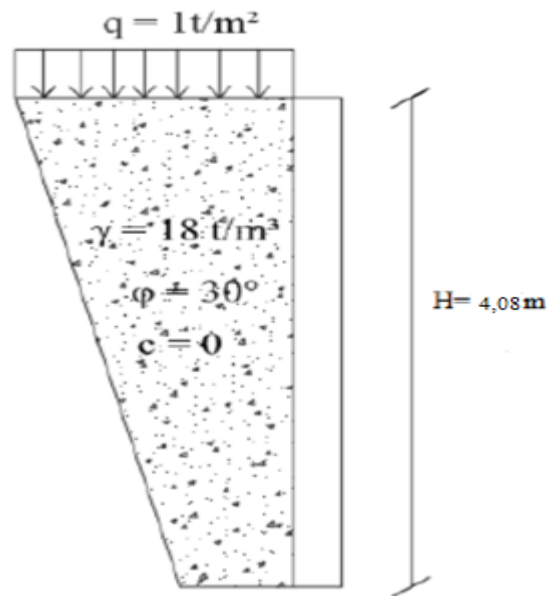
Avec :

- $K_0$  : Coefficient de poussée des terres
- $\varphi$  : Angle de frottement interne
- $\sigma_H$  : contrainte horizontale qui s'exercent sur la face du.
- $\sigma_V$  : contrainte verticale qui s'exercent sur la face du.

#### VII.4.1 : Calcul des sollicitations

- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $C = 0$
- La contrainte admissible de sol :  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$ .
- $\beta = 0$  : angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$  : la paroi de mur est verticale.

- $\delta = 0$  : obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable).



**Figure.VII. 1 :** Schéma statique du Mur plaque.

➤ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0$$

$$\sigma_{H1} = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,08$$

$$\sigma_H = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 57,072 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS:**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0$$

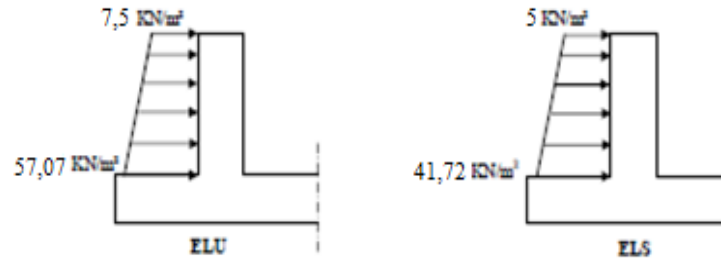
$$\sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,08$$

$$\sigma_{H2} = 0,5 \times (18 \times 4,08 + 10) = 41,72 \text{ KN/m}^2$$

#### VII.4.2 : Diagramme des contraintes

Les diagrammes des contraintes est présenté dans la figure suivante :



**Figure.VII. 2 :** Diagramme des contraintes

**VII.4.3 : Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m**

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 4,08\text{m}$$

➤ **ELU:**

$$q_u = \frac{(3 \sigma_1 + \sigma_2)}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 57,07 + 7,5)}{4} \times 1\text{m} = 44,67 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS:**

$$q_s = \frac{(3 \sigma_1 + \sigma_2)}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 41,72 + 5)}{4} \times 1\text{m} = 32,54 \text{ KN/m}$$

**VII.5 : Ferrailages de mur plaque**

**VII.5.1 : Méthode de calcul**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

Moment en travée 0,75 et moment aux appuis 0,5.

**VII.5.2 : Identification des panneaux**

$$L_x = 3,40 \text{ m}$$

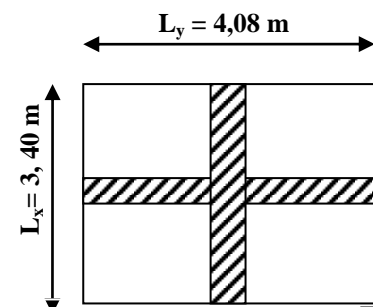
$$L_y = 4,08\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,40}{4,08} = 0,83 \rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

**Donc le panneau travaille dans les deux sens**

➤ **A l'ELU**

$$\rho = 0,83 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases}$$



$$M_{0X} = \mu_x q l_X^2 = 0,0531 \times 38,15 \times 3,40^2 = 27,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,649 \times 27,42 = 17,79 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments :

- Sens x-x :

$$M_a = 0,5 \times 27,42 = 13,27 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 27,42 = 20,56 \text{ KN.m}$$

- Sens y-y :

$$M_a = 0,5 \times 17,79 = 8,89 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 17,79 = 13,34 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS

$$\rho = 0,83 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_X^2 = 0,0531 \times 32,54 \times 3,40^2 = 19,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,649 \times 19,97 = 12,96 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments

- Sens x-x :

$$M_a = 0,5 \times 19,97 = 9,98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 19,97 = 14,97 \text{ KN.m}$$

- Sens y-y :

$$M_a = 0,5 \times 12,96 = 6,48 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 12,96 = 9,72 \text{ KN.m}$$

### VII.6 : Calcul de section d'armature

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot B = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 2003/ART 10.1.2)}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{\beta d^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d^2 \sigma_{st}}$$

**Tableau.VII. 1 :** Ferrailage de mur plaque.

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_1$	section	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}(c$ m <sup>2</sup> )	st (cm)
Xx	Appuis	13,27	0,032	0,392	SSA	0,984	2,27	2	6HA12 =6,78	15
	Travée	20,56	0,050	0,392	SSA	0,974	3,56	2	6HA14 =9,23	15
Yy	Appuis	8,89	0,021	0,392	SSA	0,989	1,51	2	6HA12 =6,78	15
	Travée	13,34	0,032	0,392	SSA	0,984	2,29	2	6HA14 =9,23	15

**VII.7 : Recommandations du RPA 99**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m<sup>2</sup>

**VII.8 : Vérification à l'ELS****VII.8.1 : Vérification des contraintes du béton et de l'acier**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}; \text{ avec } n = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{2} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPA}$$

➤ Dans le béton:

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.VII. 2 :** Vérification des contraintes à l’ELS.

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	ρ <sub>1</sub>	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Obs
X-X	Appuis	6,78	9,98	0,398	0,903	36,55	95,88	201.63	2,62	15	Cv
	Travée	9,23	14,97	0,542	0,890	30,45	107,19	201.63	3,52	15	Cv
Y-Y	Appuis	6,78	6,48	0,398	0,903	36,55	62,25	201.63	1,70	15	Cv
	Travée	9,23	9,72	0,542	0,890	30,45	69,60	201.63	2,28	15	Cv

**VII.8.2 : Vérification de la flèche**

Nous devons justifier l’état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

- $\frac{h}{l_x} = \frac{20}{340} = 0,05 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{14,97}{20 \times 20,56} = 0,03 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$
- $\frac{A}{bd} = \frac{9,23}{100 \times 17} = 0,005 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$

Les deux conditions sont vérifiées donc, il n’est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

### Conclusion

Le calcul de mur plaque se fait pour une bande de 1m.

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

### VII.9 : Le ferrailage du Mur plaque est comme suit

- Sens x-x

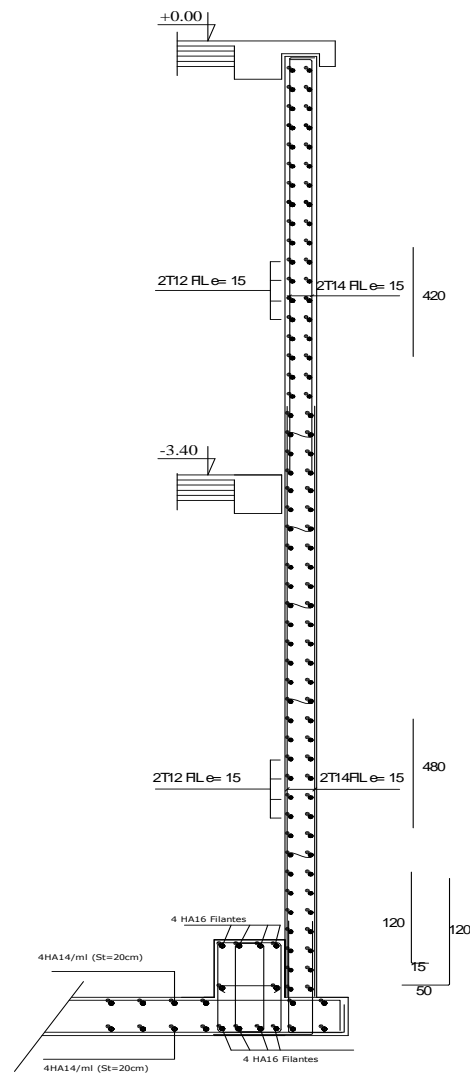
En travée : **6HA14/ml** avec un espacement de **15 cm**.

Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **15 cm**.

- Sens y-y

En travée : **6HA14/ml** avec un espacement de **15 cm**.

Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **15 cm**.



**Figure.VII. 3 :** Ferrailage du mur plaque

# **Conclusion**

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apportées un bagage favorable en plus pour nous.

Nous avons constatés que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons reflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgences.

En fin nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.

# ***Bibliographie :***

## **➤ REGLEMENTS**

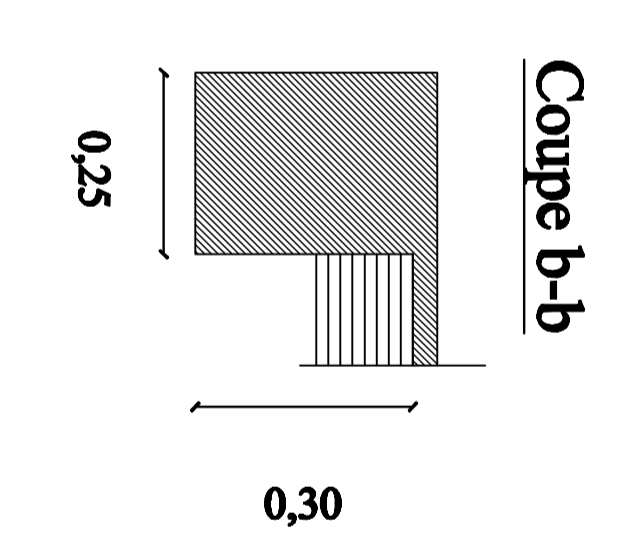
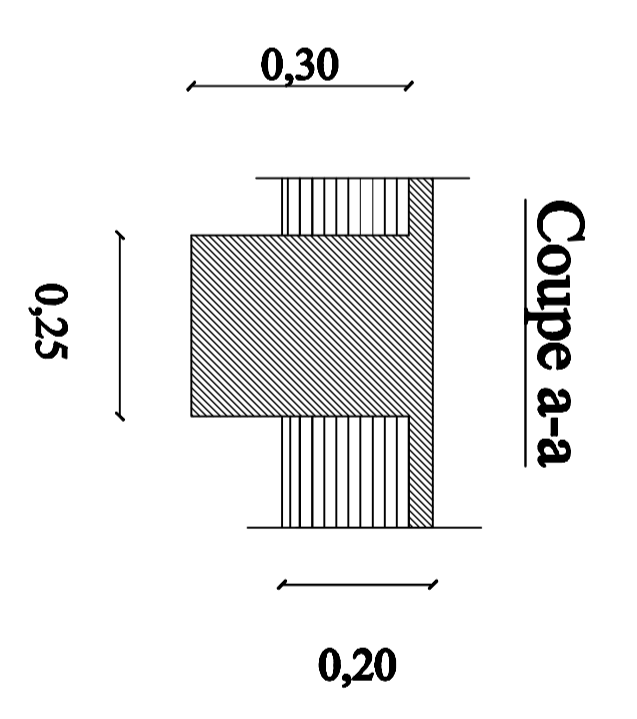
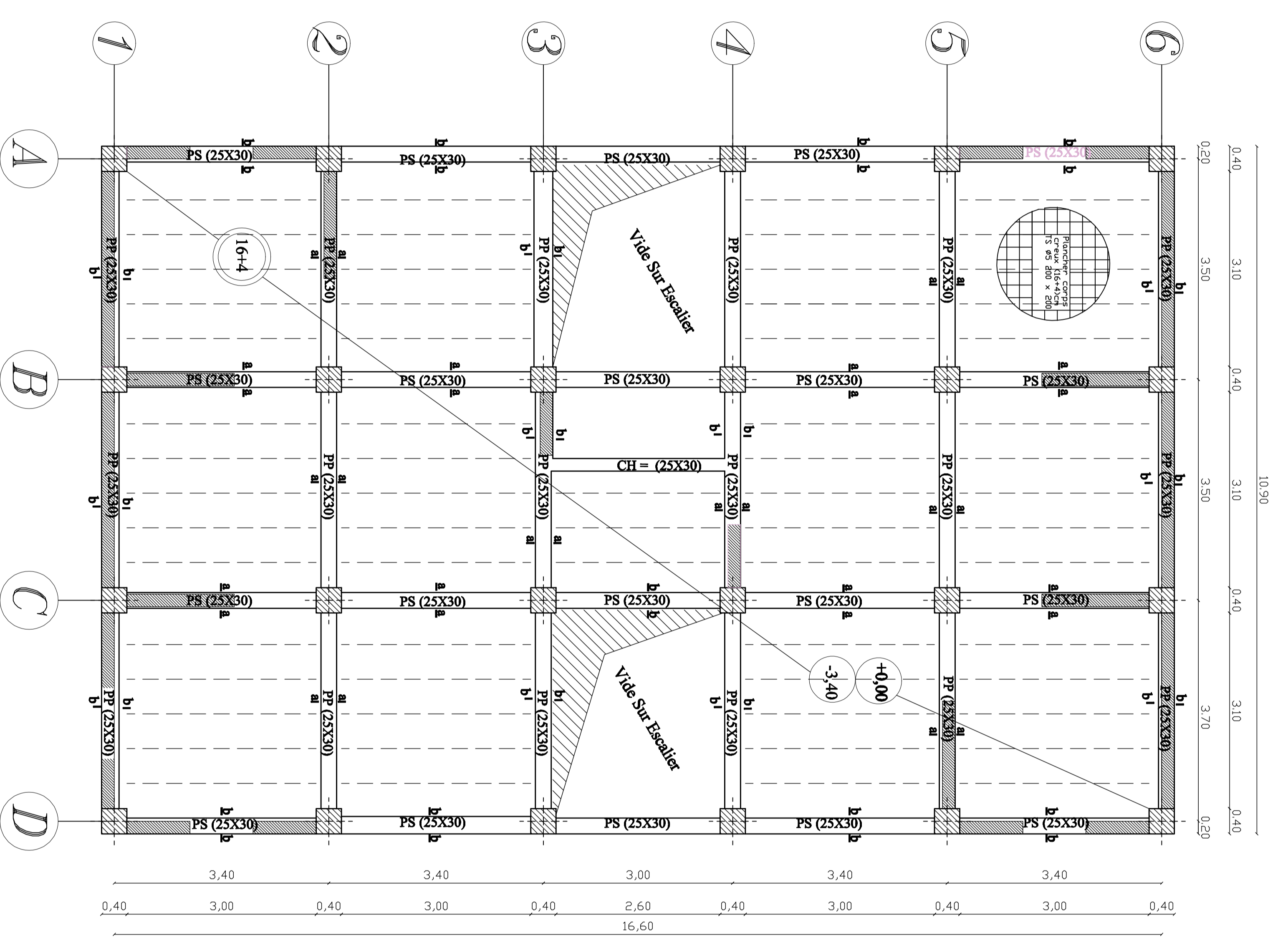
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003).
- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Document technique règlementaire (DTR BC 2.2).

## **➤ LIVRES**

- Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
- Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
- Exercices de béton armé selon les règles BAEL 83.....P.Charon

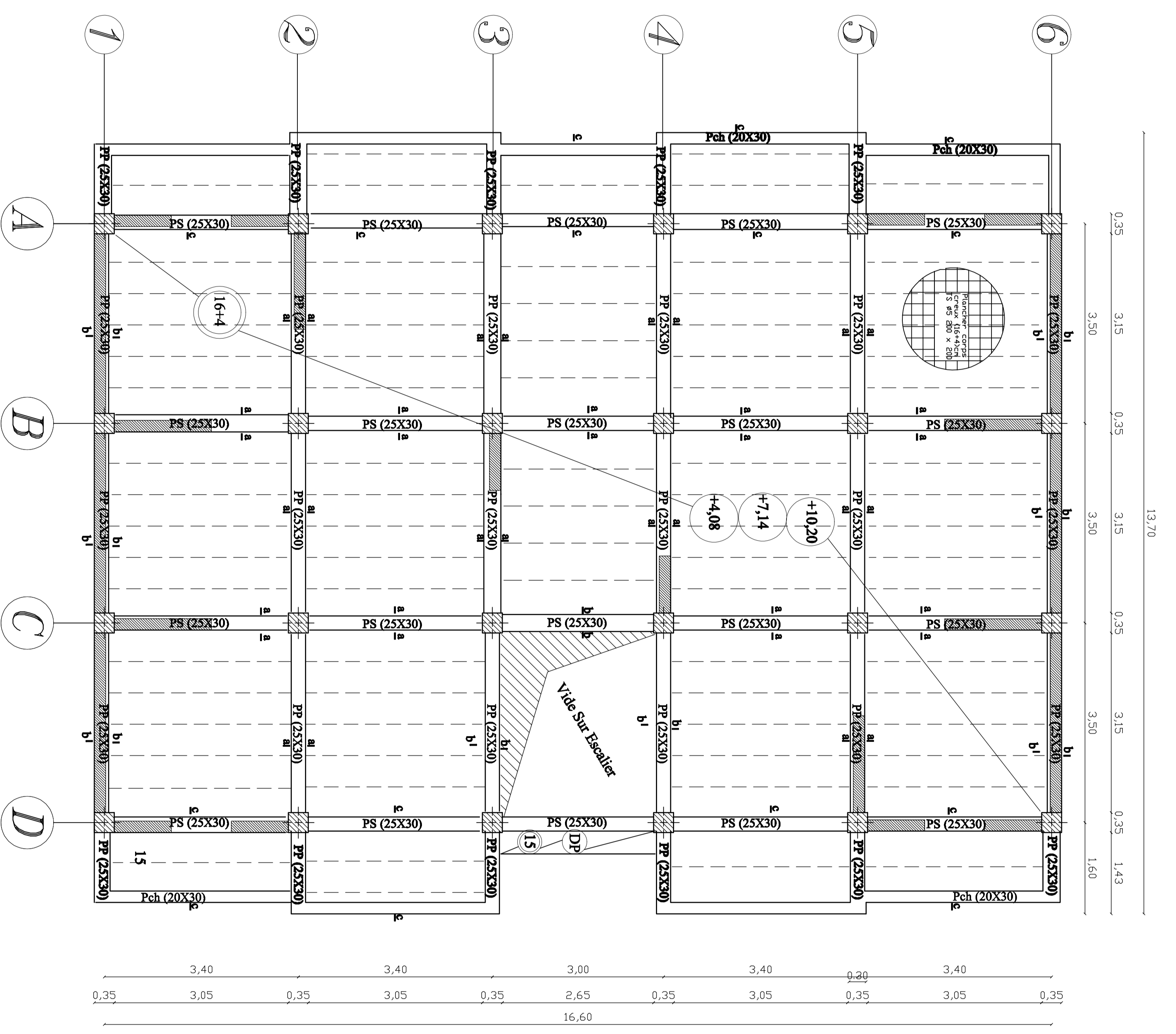
## **➤ LOGICIELS**

- Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2009.

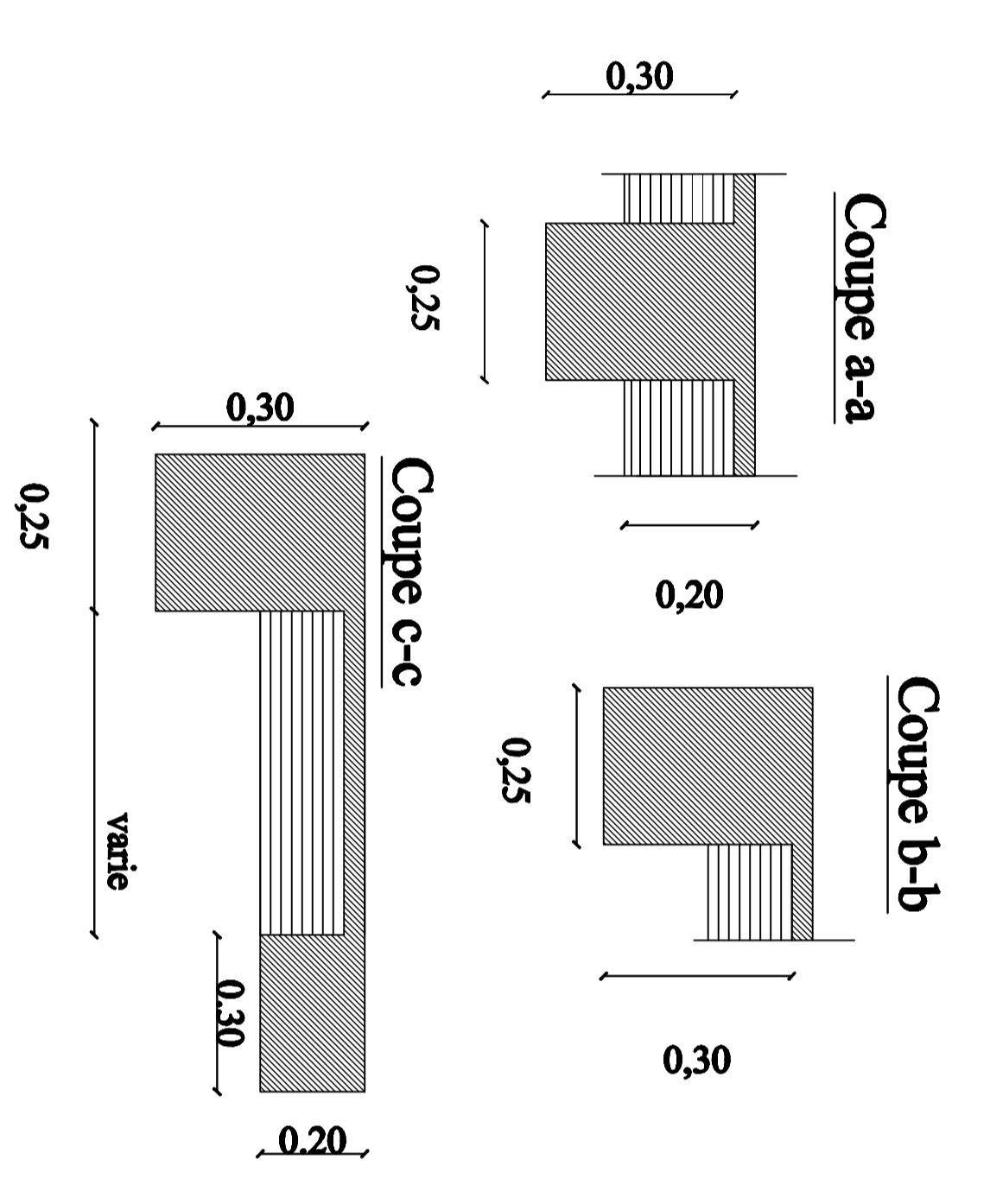


*Coffrage de Plancher Niv.-3.40 m, ±0.00 m*

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<b>ETUDE PAR :</b> KACI MOUSSA MOHAMED DIRIGE PAR : M. T. MECHILAT PROMOTION : 2020/2021	<b>TITRE :</b> COFFRAGE PLANCHER NIV. -3.40 m, ±0.00 m	<b>PLANCHER N°</b> <b>ECHELLE</b>

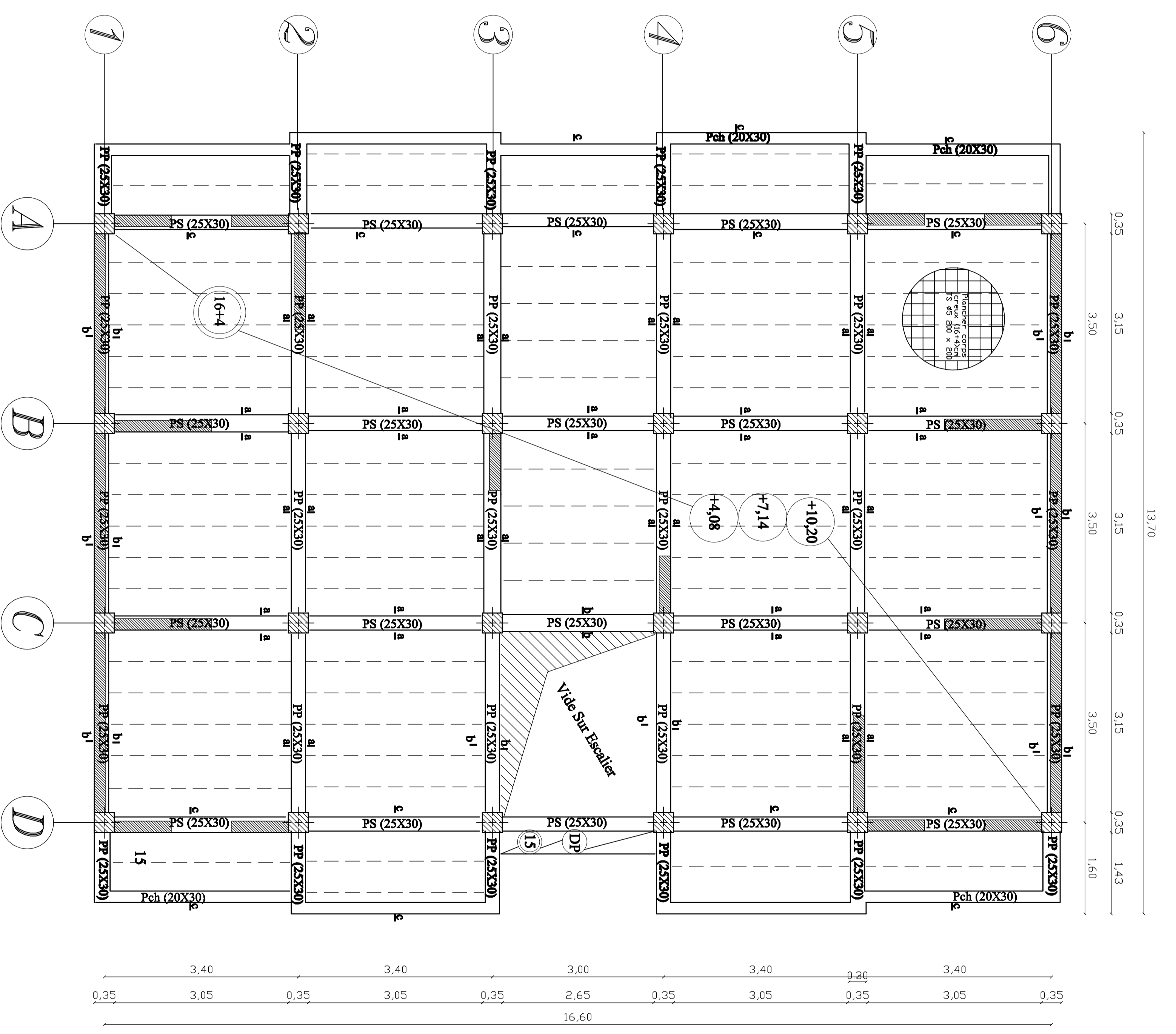


**Coffrage de Plancher Niv : +4.08 +7.14m, +10.20 m**

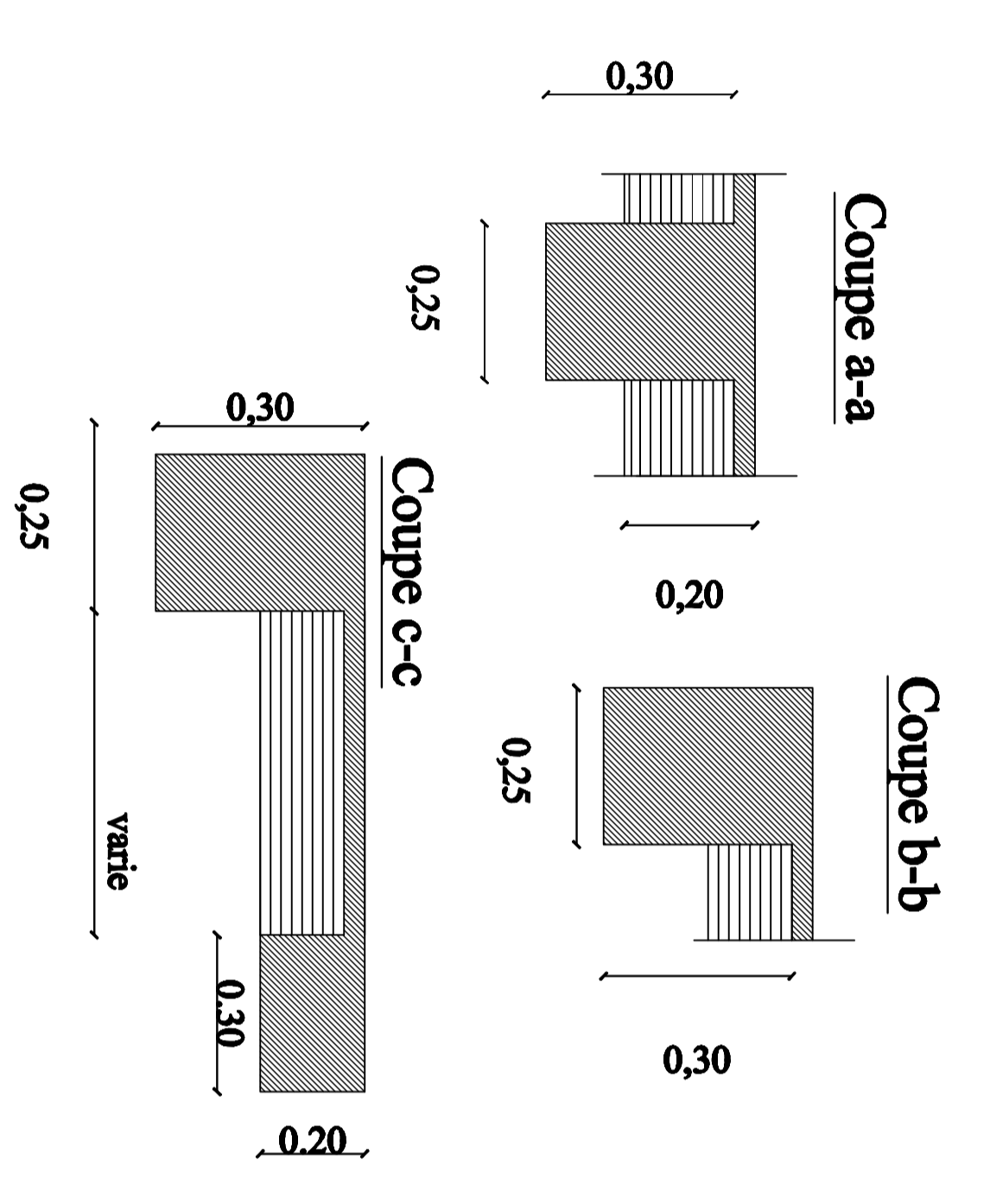


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : ABOU CHAIB BOUMELAL KACI MOUSSA BOUMELAL	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV : <b>+4.08 +7.14m, +10.20 m</b>
DIRIGE PAR : M. F. MEGHILAT	PLANCHER N°
PROMOTION 2020/2021	ECHELLE

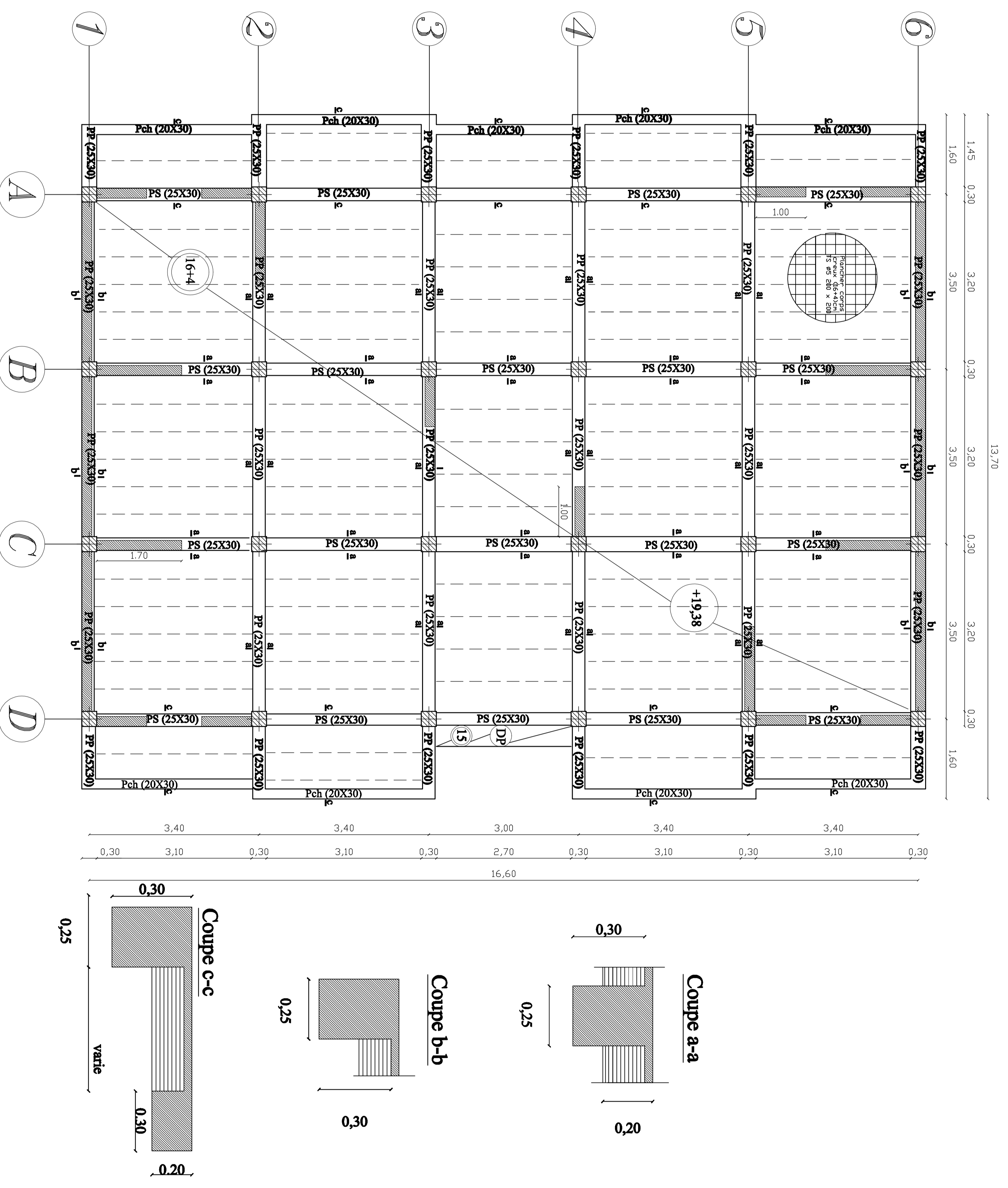


**Coffrage de Plancher Niv : +4.08 +7.14m, +10.20 m**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : ABOU CHAIB BOUMELAL KACI MOUSSA BOUMELAL	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV : <b>+4.08 +7.14m, +10.20 m</b>
DIRIGE PAR : M. F. MEGHILAT	PLANCHER N°
PROMOTION 2020/2021	ECHELLE



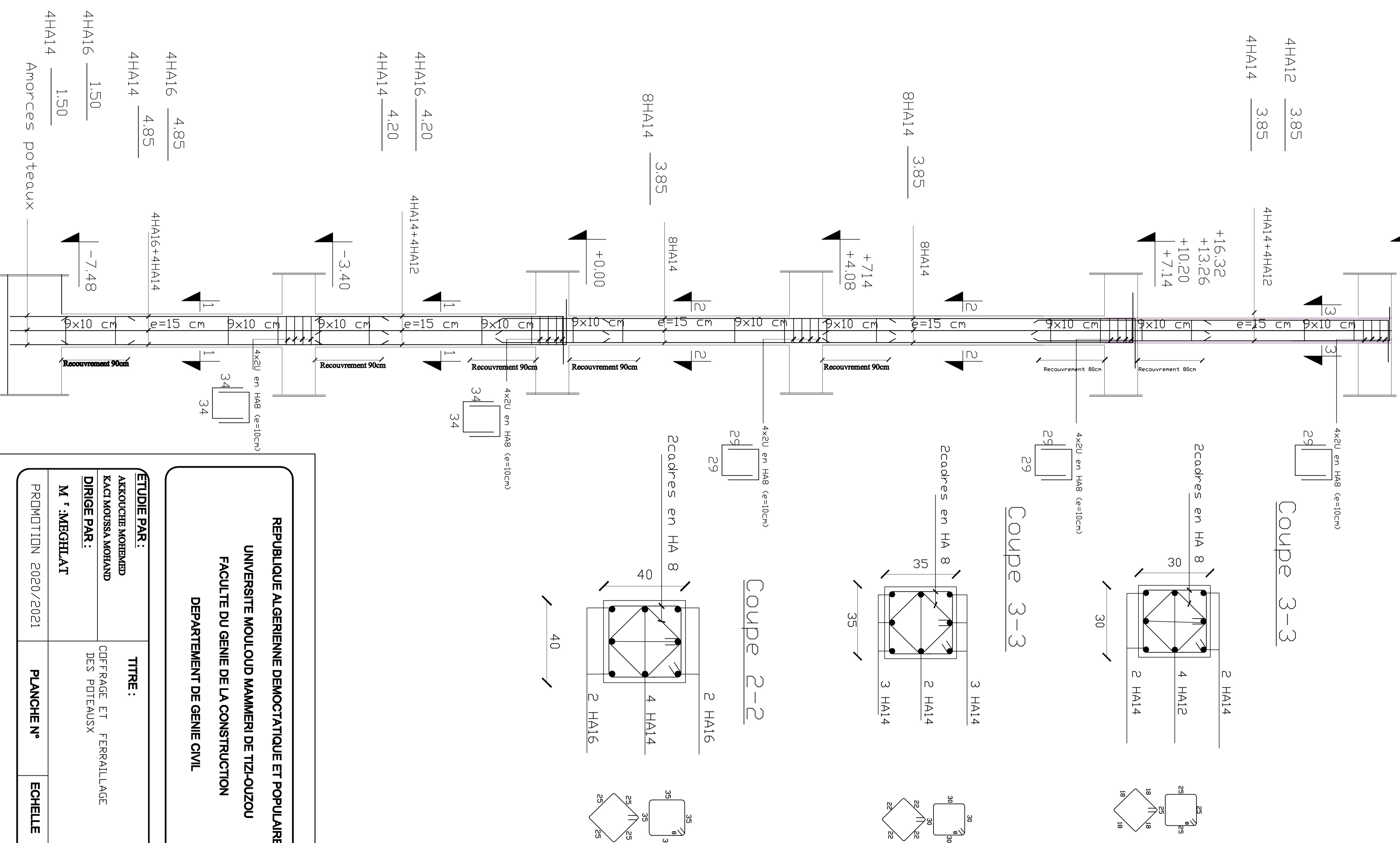
*Coffrage de Plancher Niv+19.38m .*

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :		TITRE :	
KACI MOUSSA MORLAND		COFFRAGE PLANCHER NIV +	
DIRIGE PAR :		+19.38 m	
M. T. MEGHLAT		PLANCHER N°	ECHELLE
PROJETÉ EN 2020/2021			

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUXX

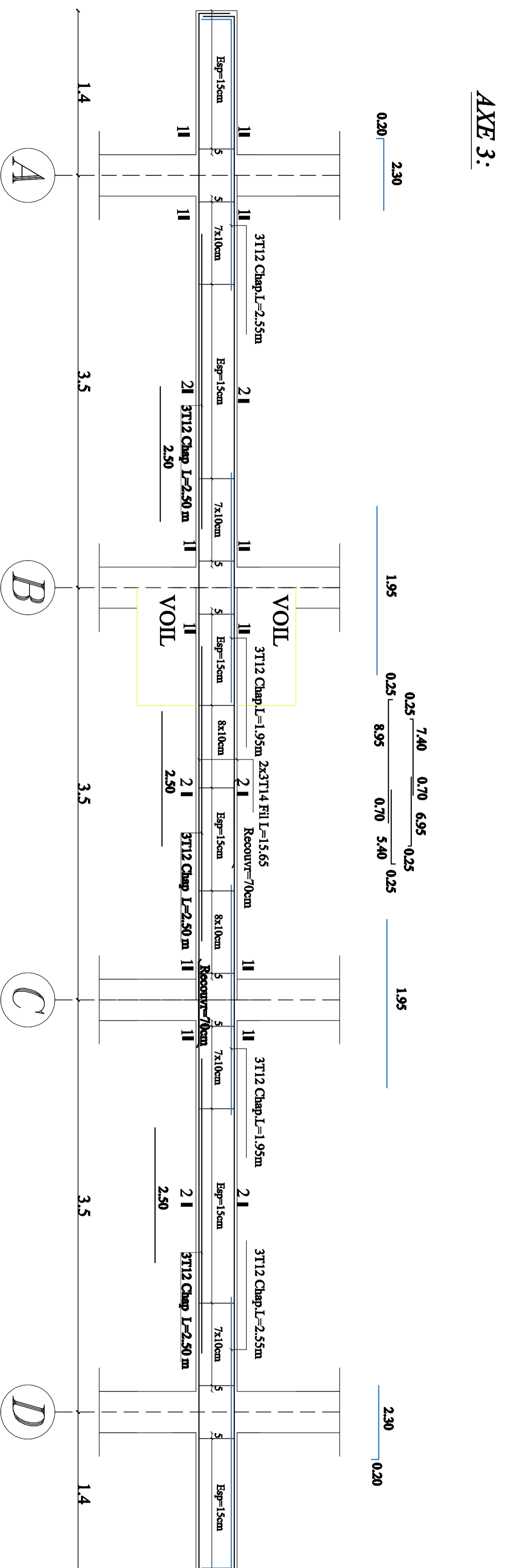
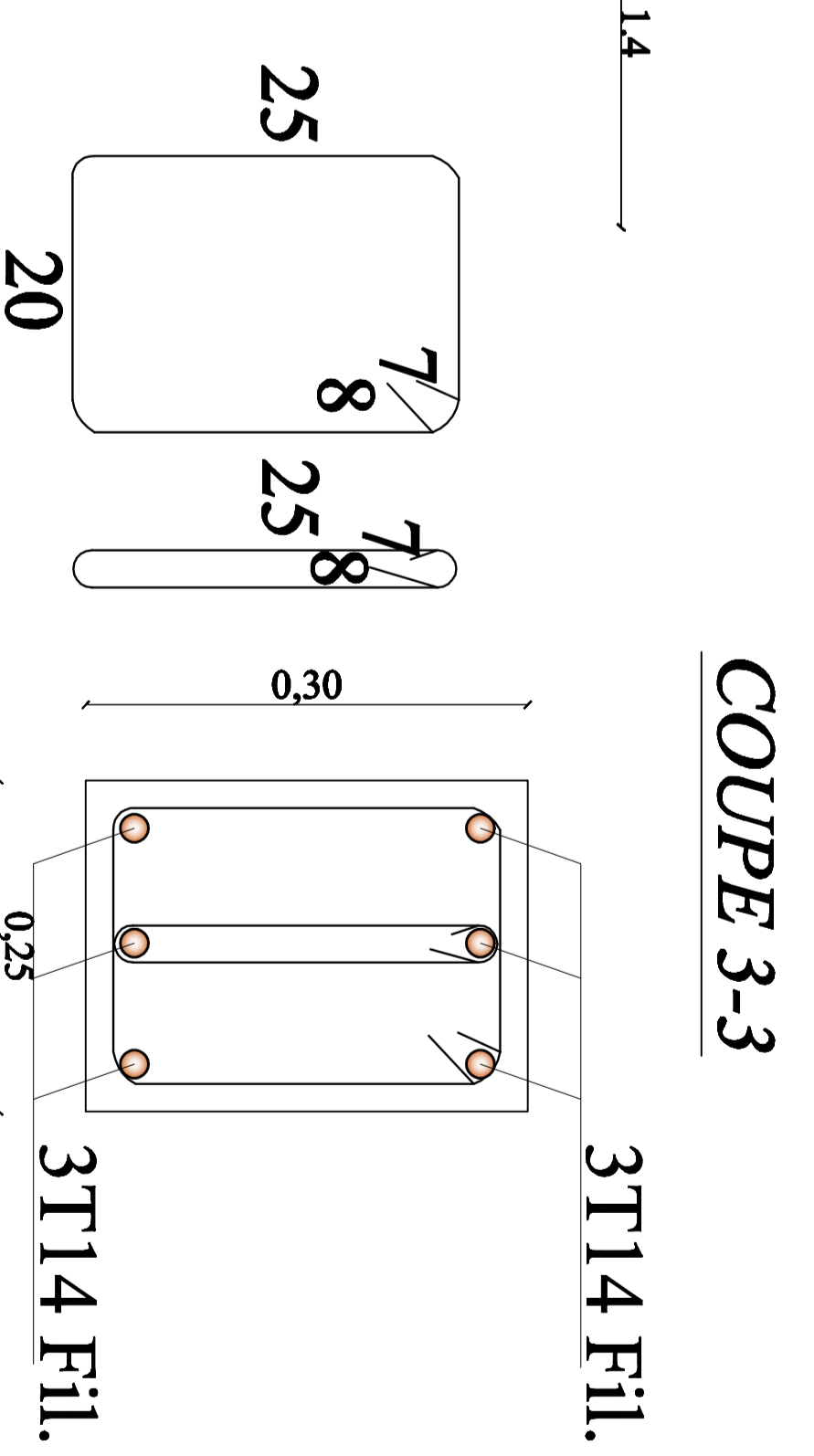
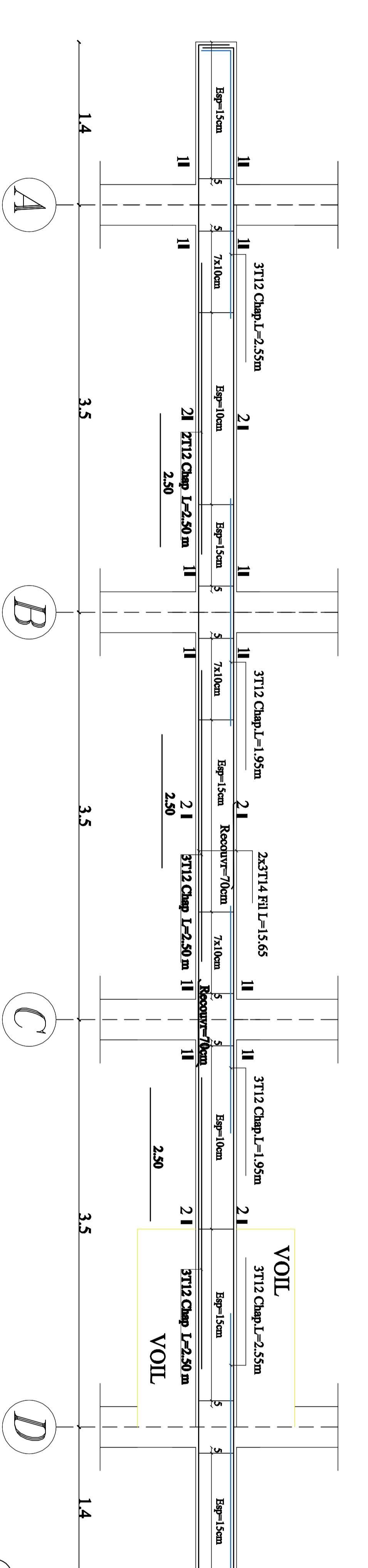
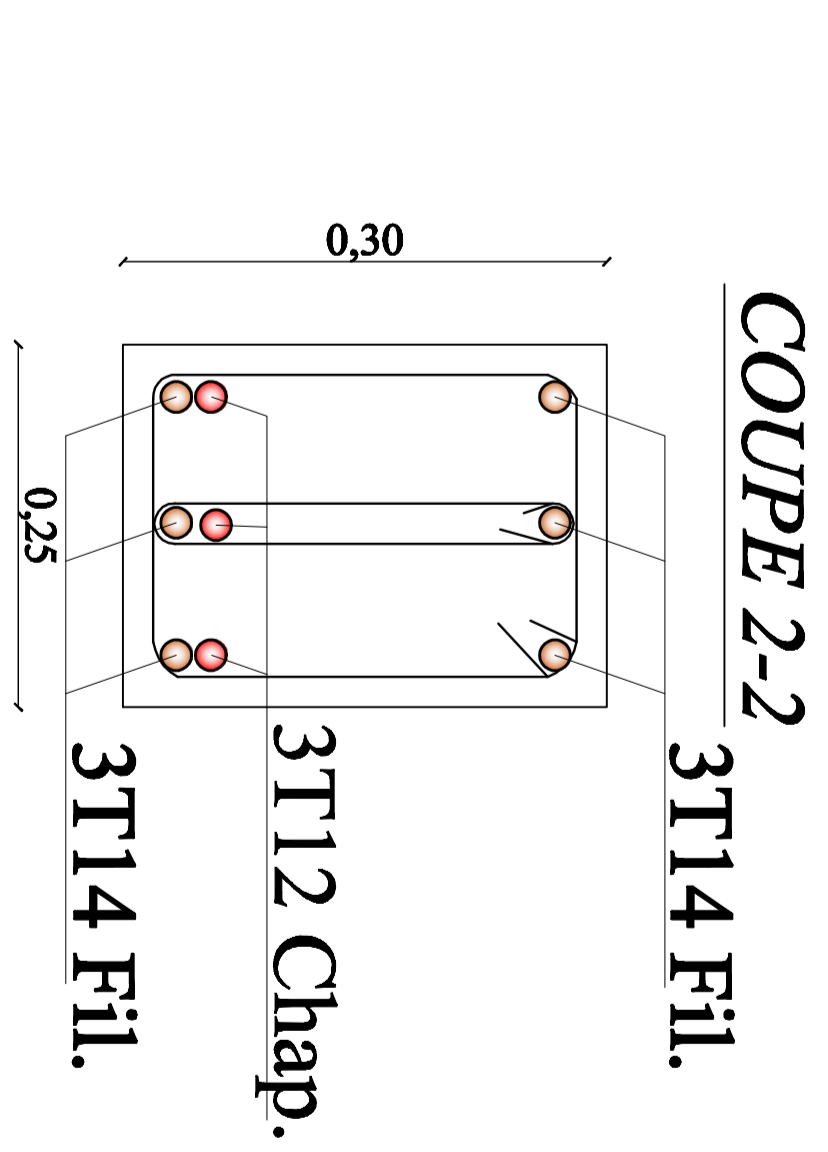
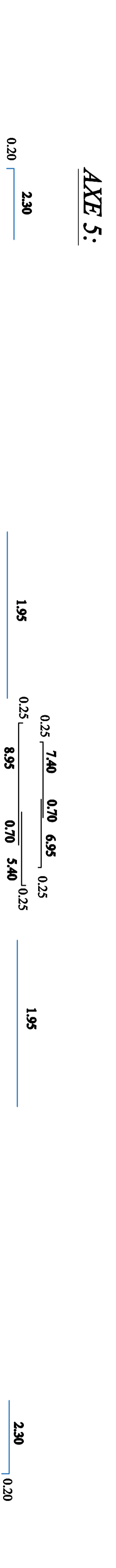
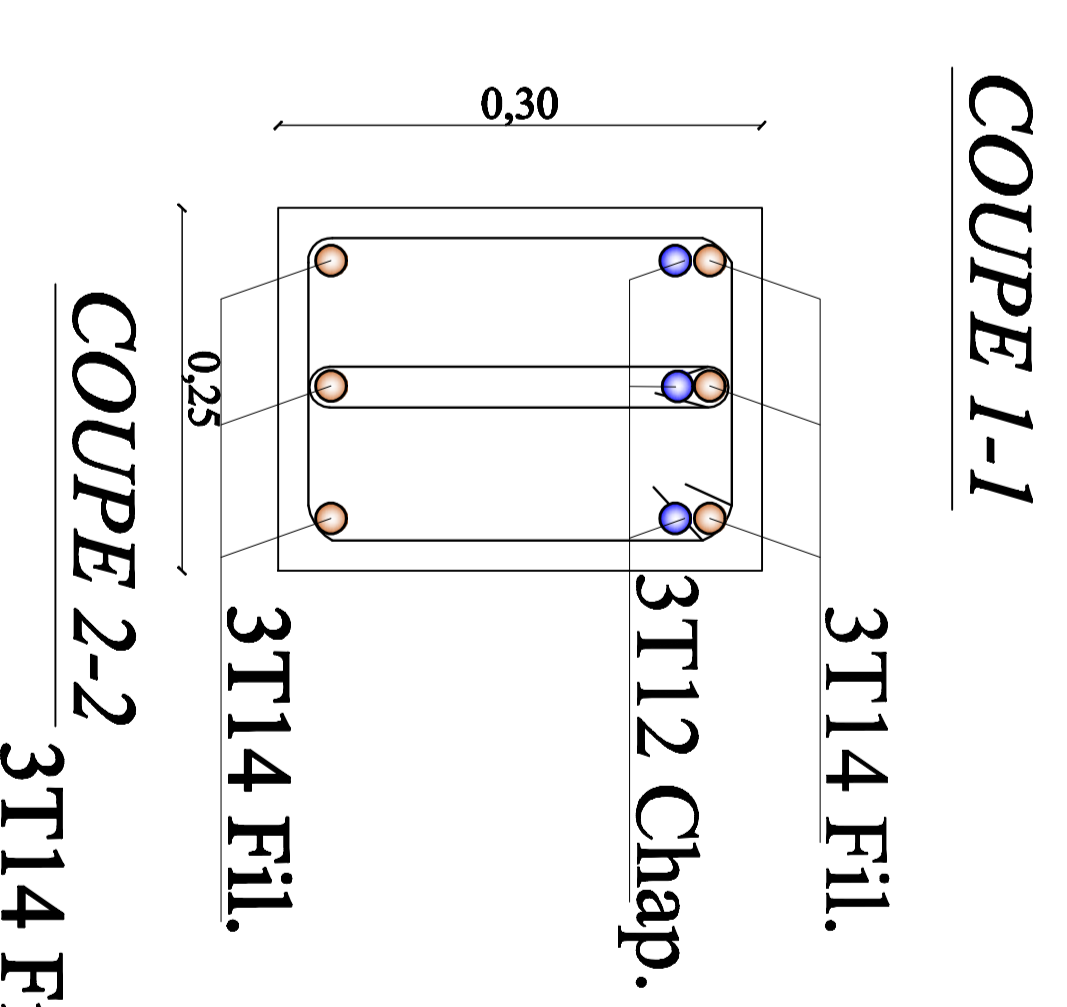
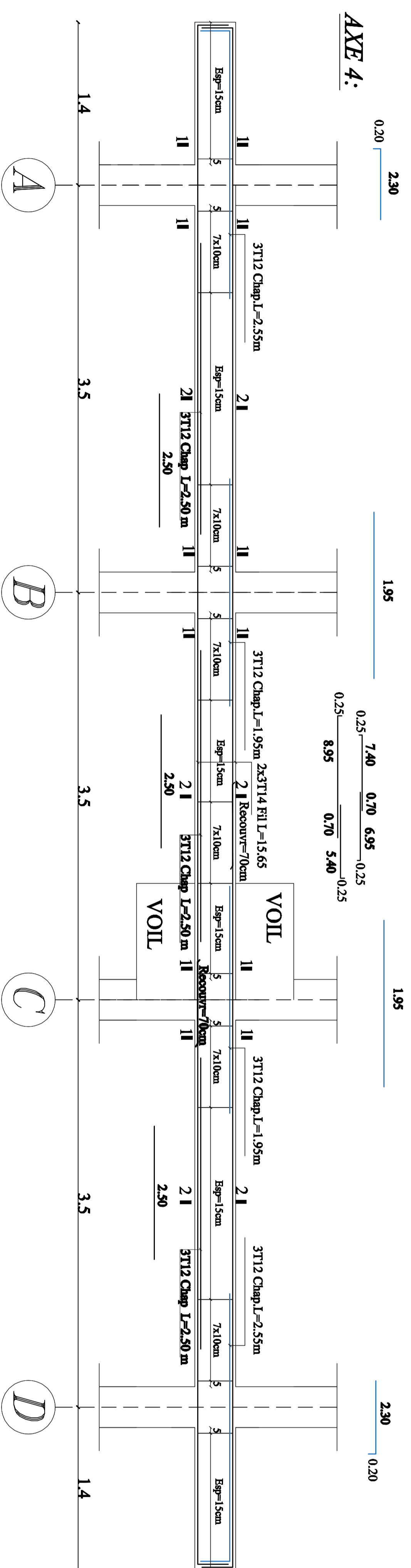
(Ech:1/50-1/25)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<b>ETUDE PAR :</b>		<b>TITRE :</b>	
AKKOUCHE MOHAMED		COFFRAGE ET FERRAILLAGE	
KACI MOUSSA MOHAMED		DES POTEAUXX	
<b>DIRIGE PAR :</b>			
M. MEGHILAT			
PROMOTION 2020/2021		<b>PLANCHE N°</b>	<b>ECHELLE</b>

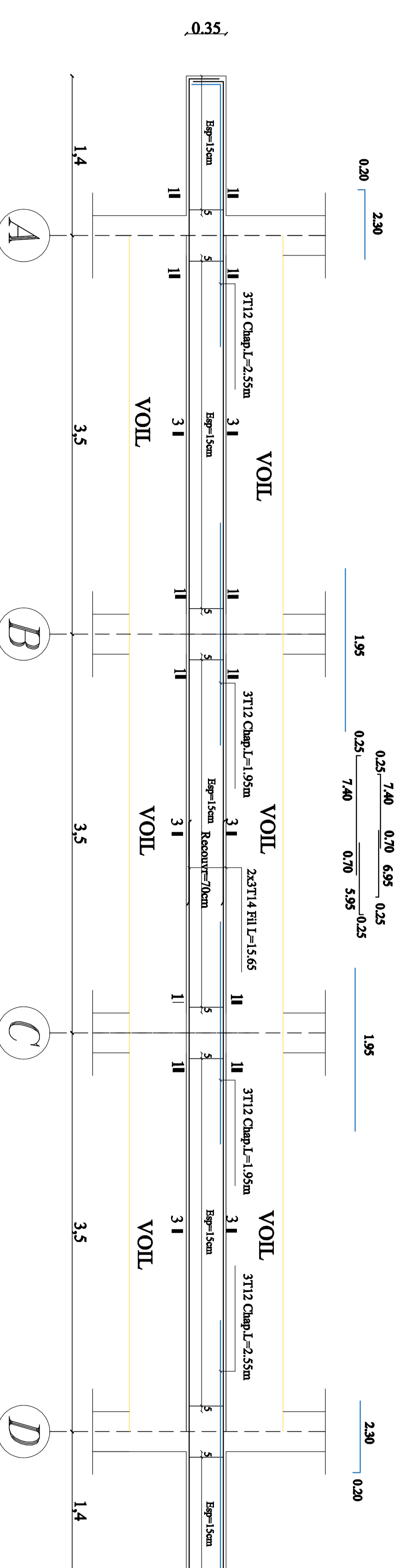
# Coffrage et Ferrailage des poutres Principales: (25X30)



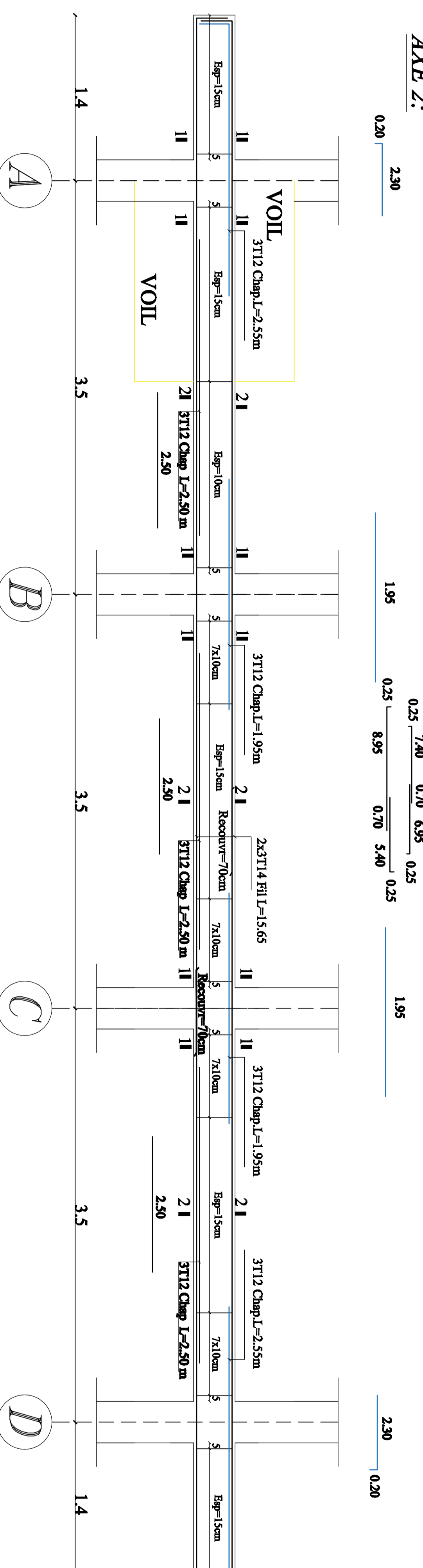
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET PULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : KACTI MOUSSA MOHAND AKKOUCHE MOHAMED DIRIGE PAR : M. r. MEGHLAT	TITRE : FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES	PLANCHE N° ECHELLE
PROMOTION 2020/2021		

## *Coffrage et Ferrailage des poutres Principales: (25X30)*

AXE 1-6:



AXE 2:



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
KACI MOUSSA MOHAND  
AKKOUCHE MOHAMED  
DIRIGE PAR :  
M<sup>r</sup>. MEGHLAT

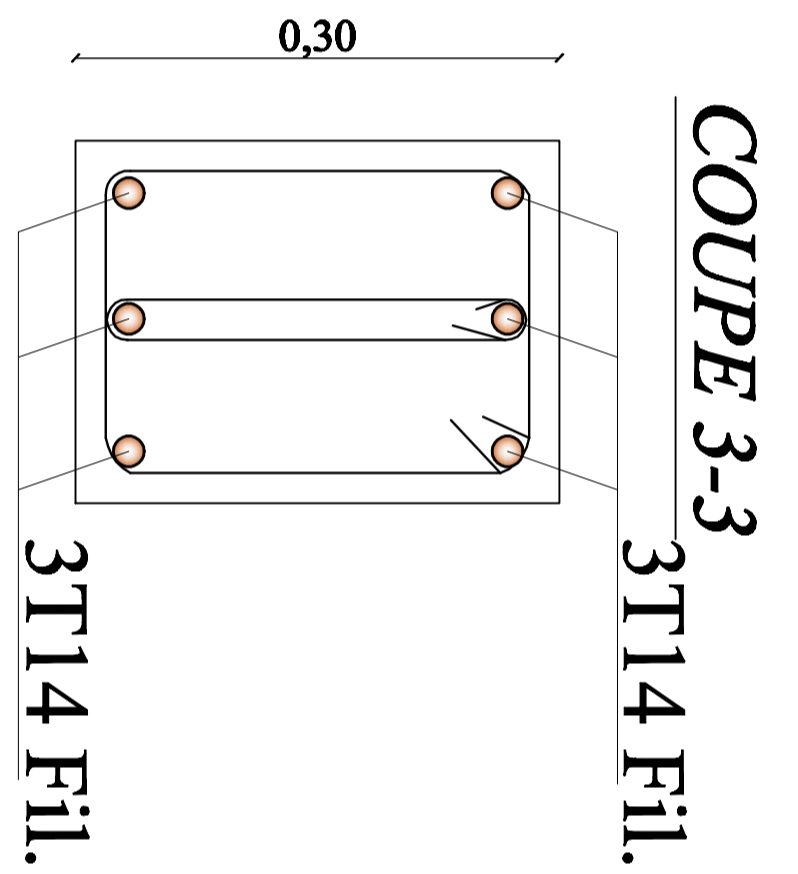
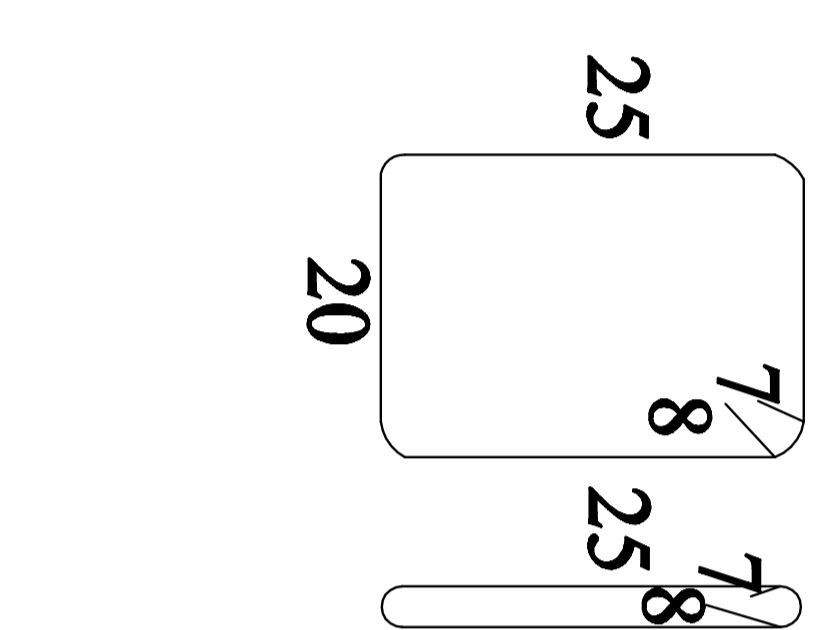
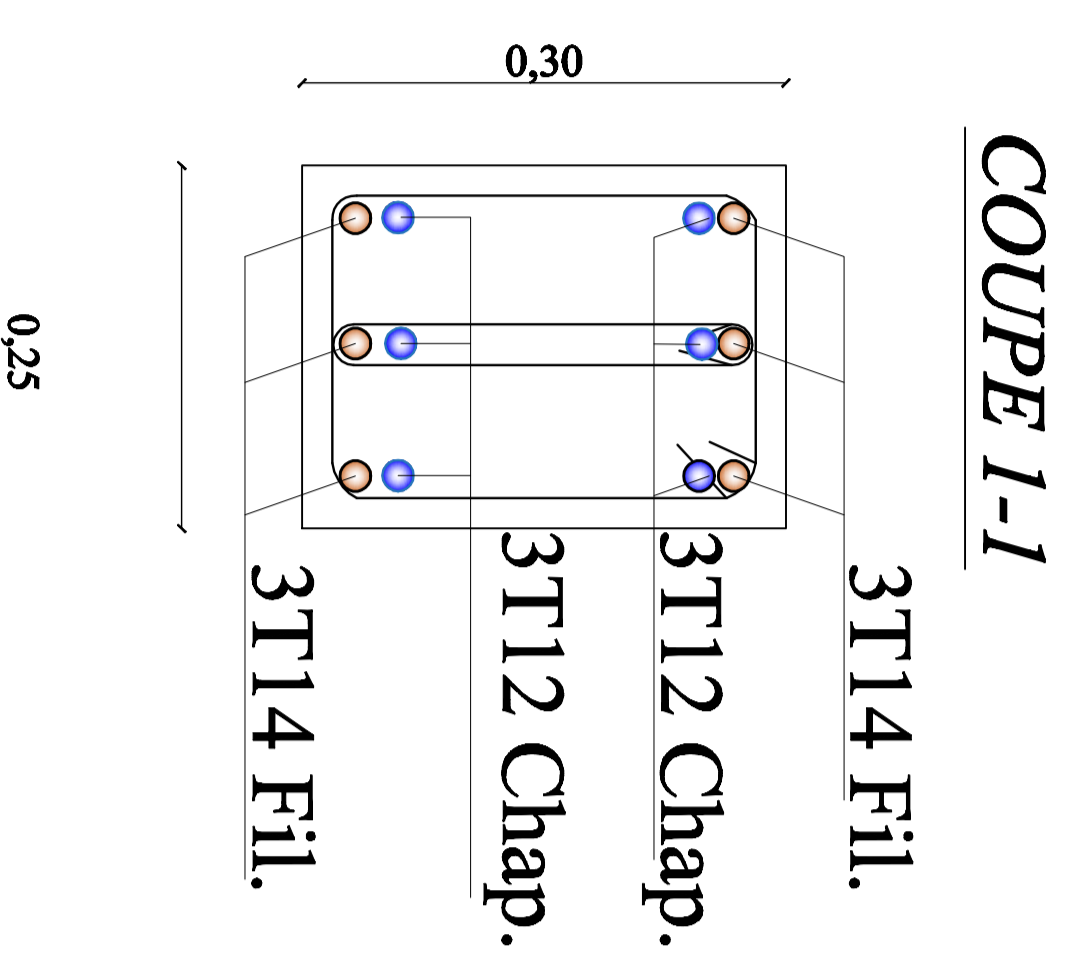
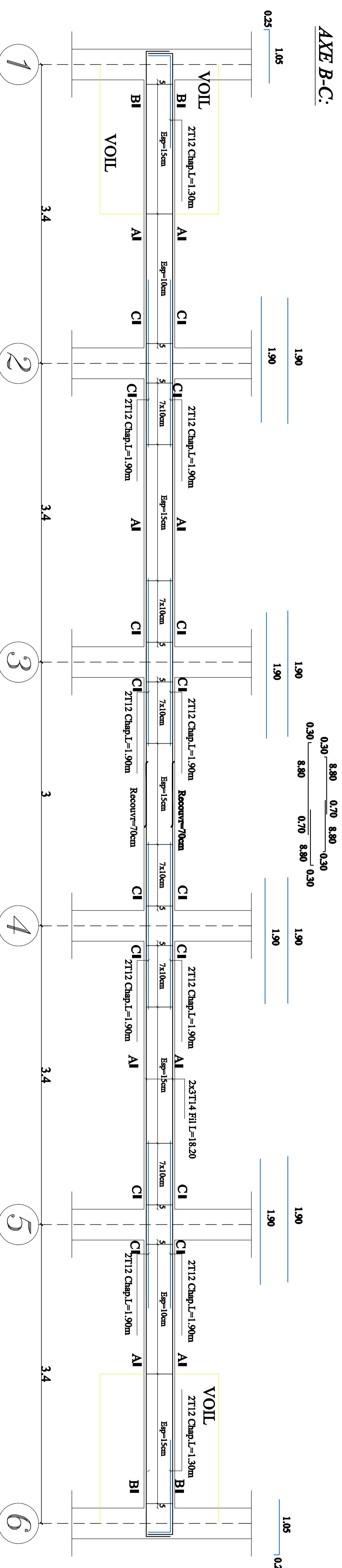
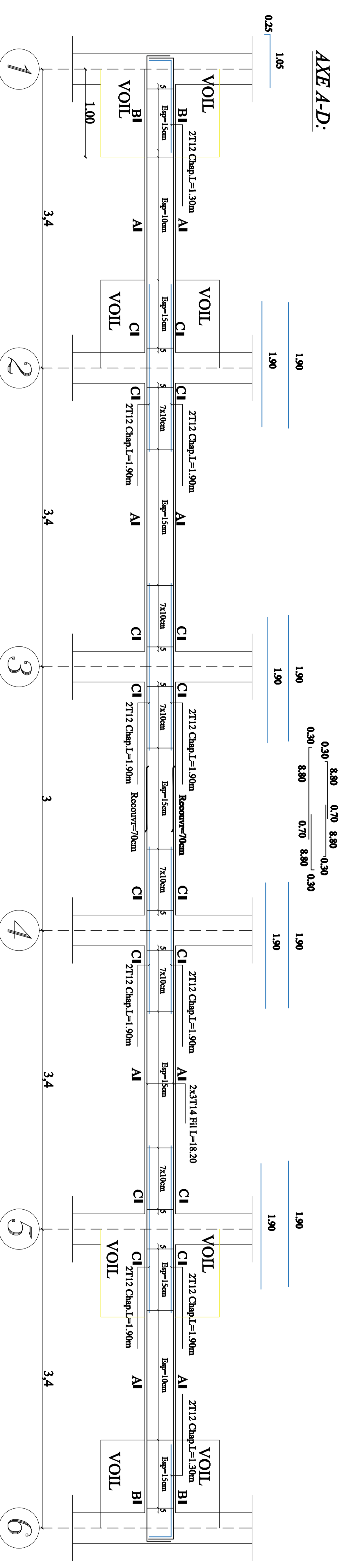
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

ECHELLE

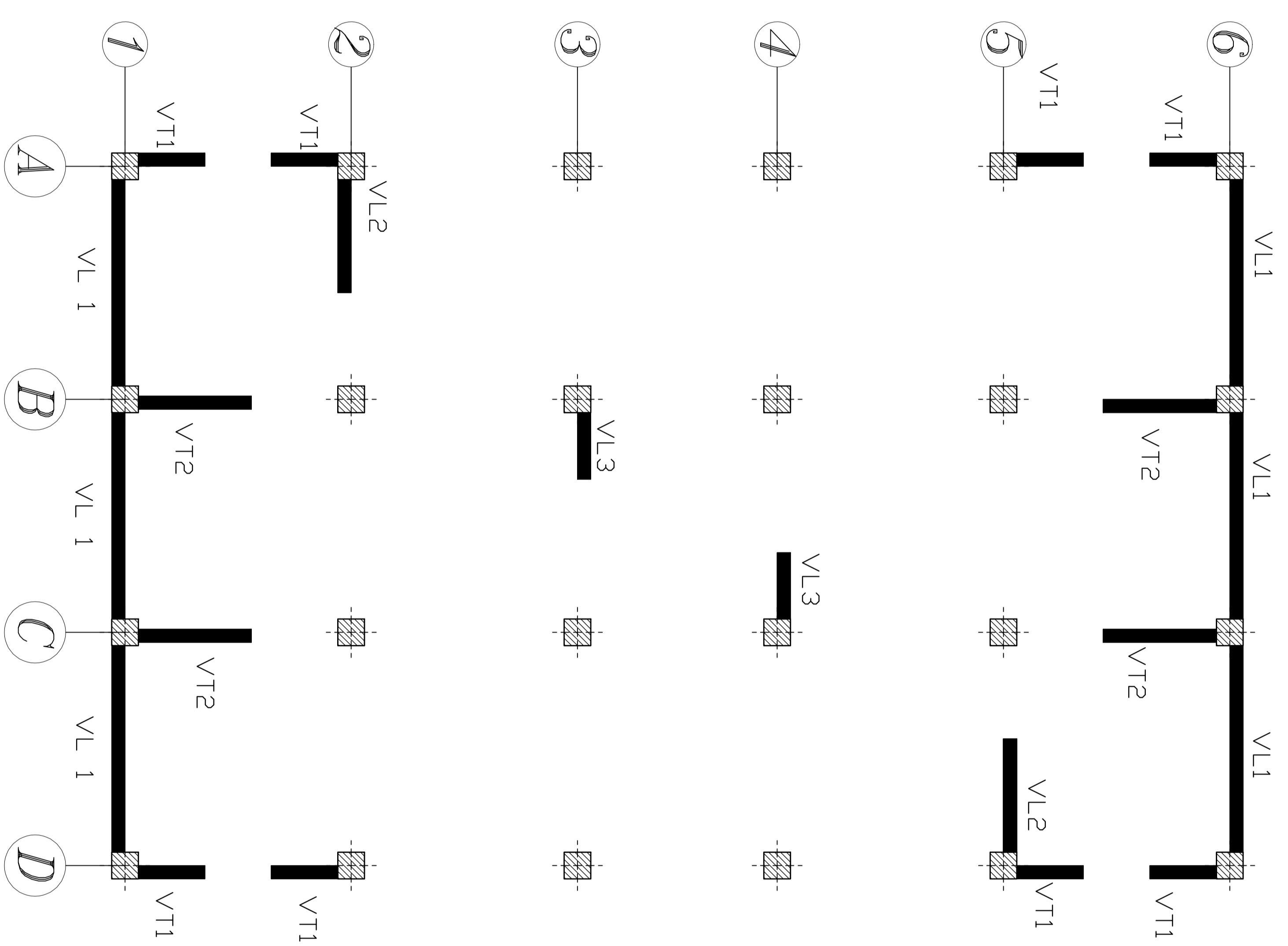
TITRE :  
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES

**Coffrage et Ferrailage des poutres Secondaires: (25X30)**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : AKKOUCHE MOHEMED KACI MOUSSA MOHAND DIRIGE PAR : M <sup>r</sup> . MEGHLAT	TITRE : FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES PROMOTION 2020/2021
PLANCHE N°	ECHELLE



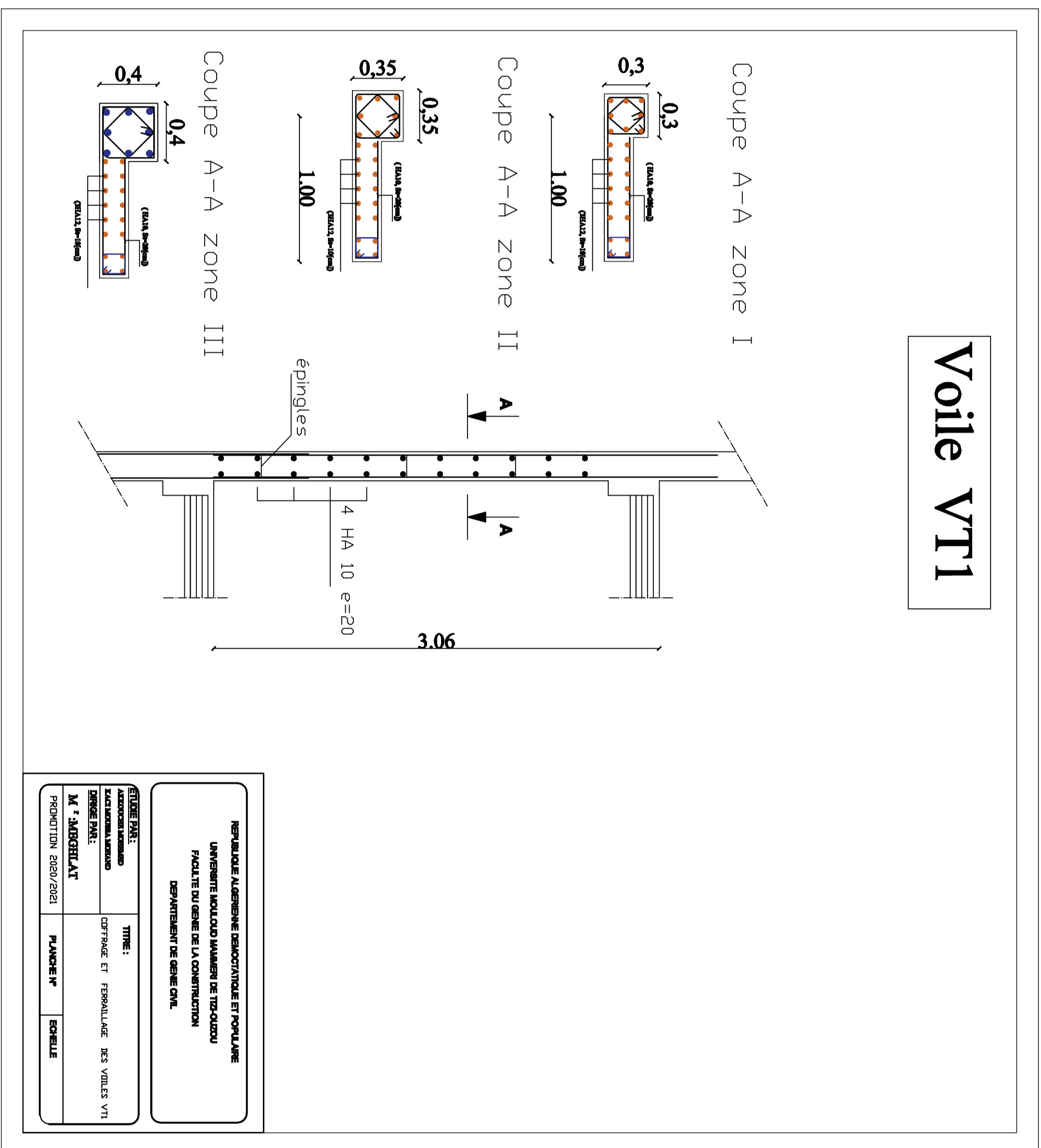


## LA DISPOSITION DES VOILES

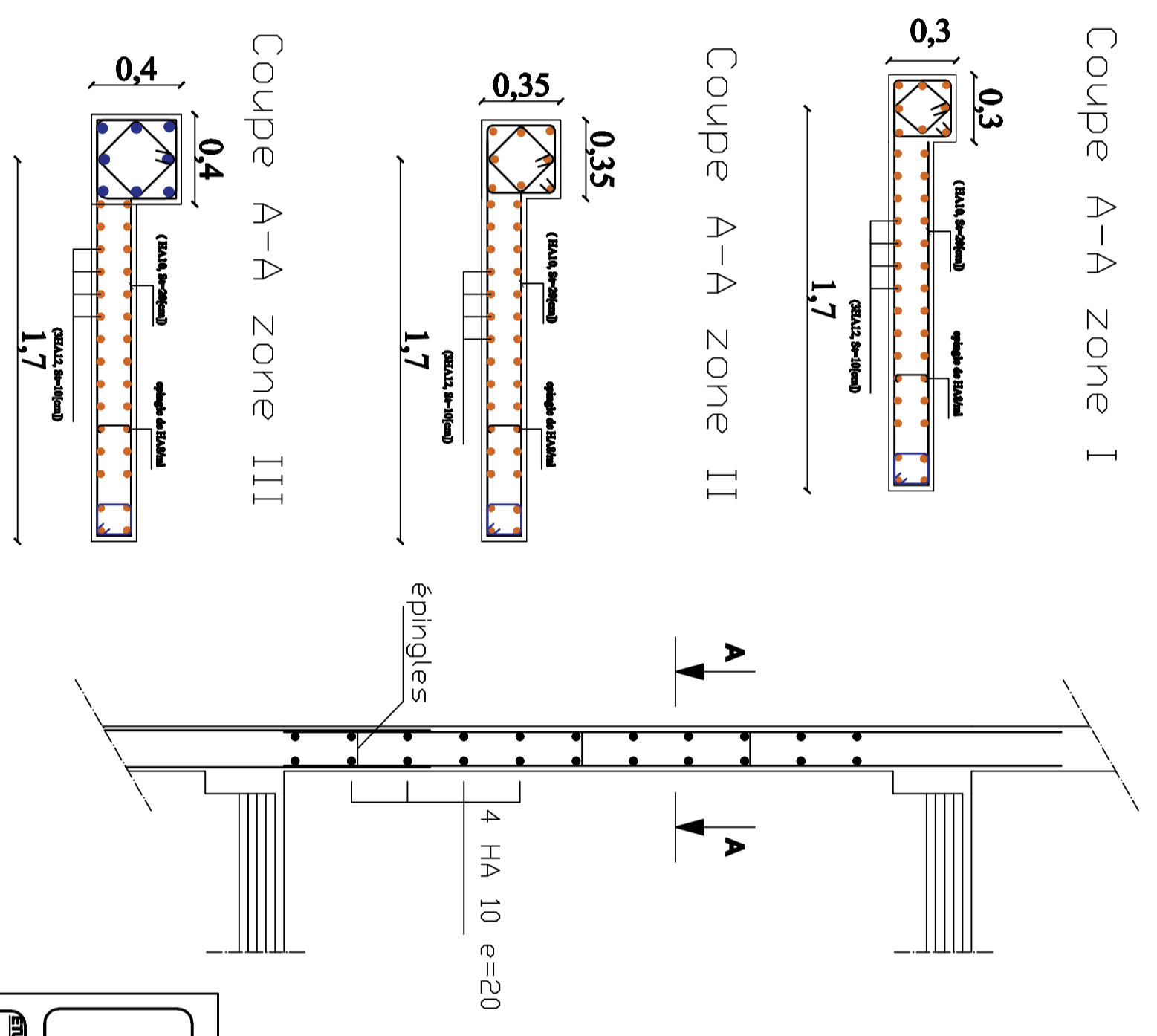
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: AKKOUCHEB MOHAMED KACI MOUSSA MOHAMED	TITRE :
DIRIGE PAR: M. MEGHLAT	DISPOSITION DES VOILES
PREMIEREMENT 2020/2021	PLANCHE N°
	ECHELLE

# Voile VT1



# Voile VT2



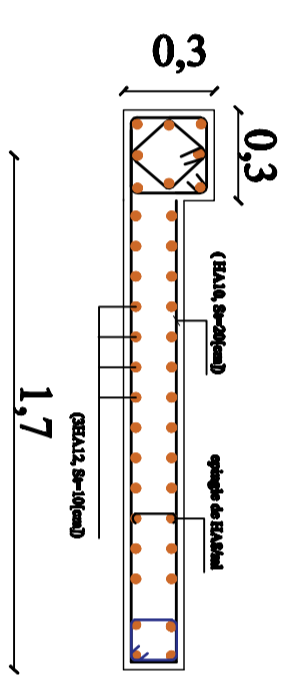
**REMARQUE ASSURANCE RESPONSABILITE ET GARANTIE**  
**UNIVERSITE SAO PAULO VALENTIM DE SOUZA**  
 NUNCA SE TORNE O COLEGADO  
 DE NESSUM DEUS.

PROFESSOR:	TIPO:
DISCIPLINA:	OPERAÇÃO E FERRAMENTAS DE CORTA VIT
ALUNO:	MARCELO
PROFESSOR RESPONSÁVEL:	ROBERTO

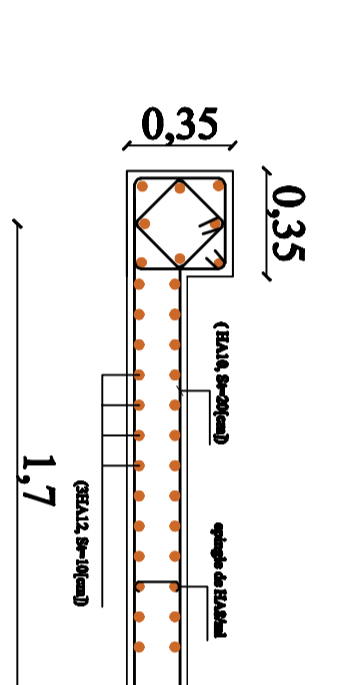


# Voile VL2

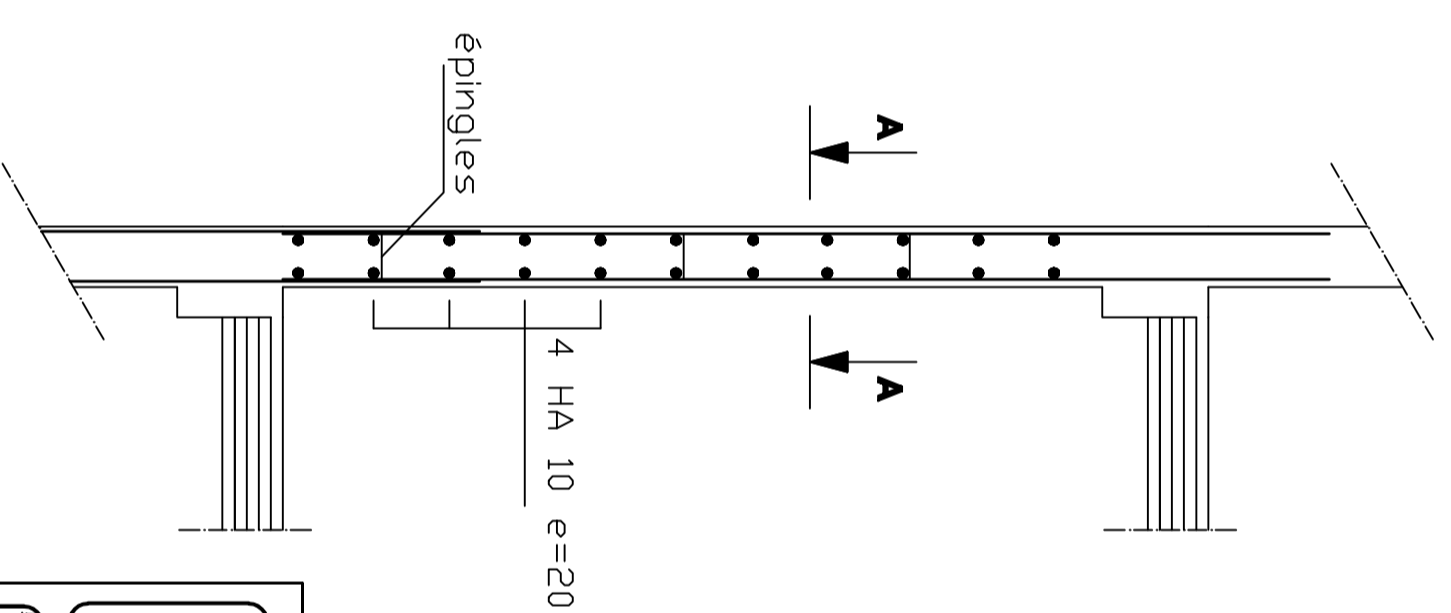
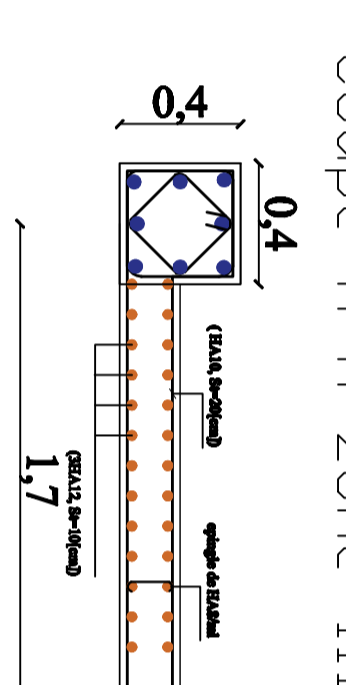
Coupe A-A zone I



Coupe A-A zone II



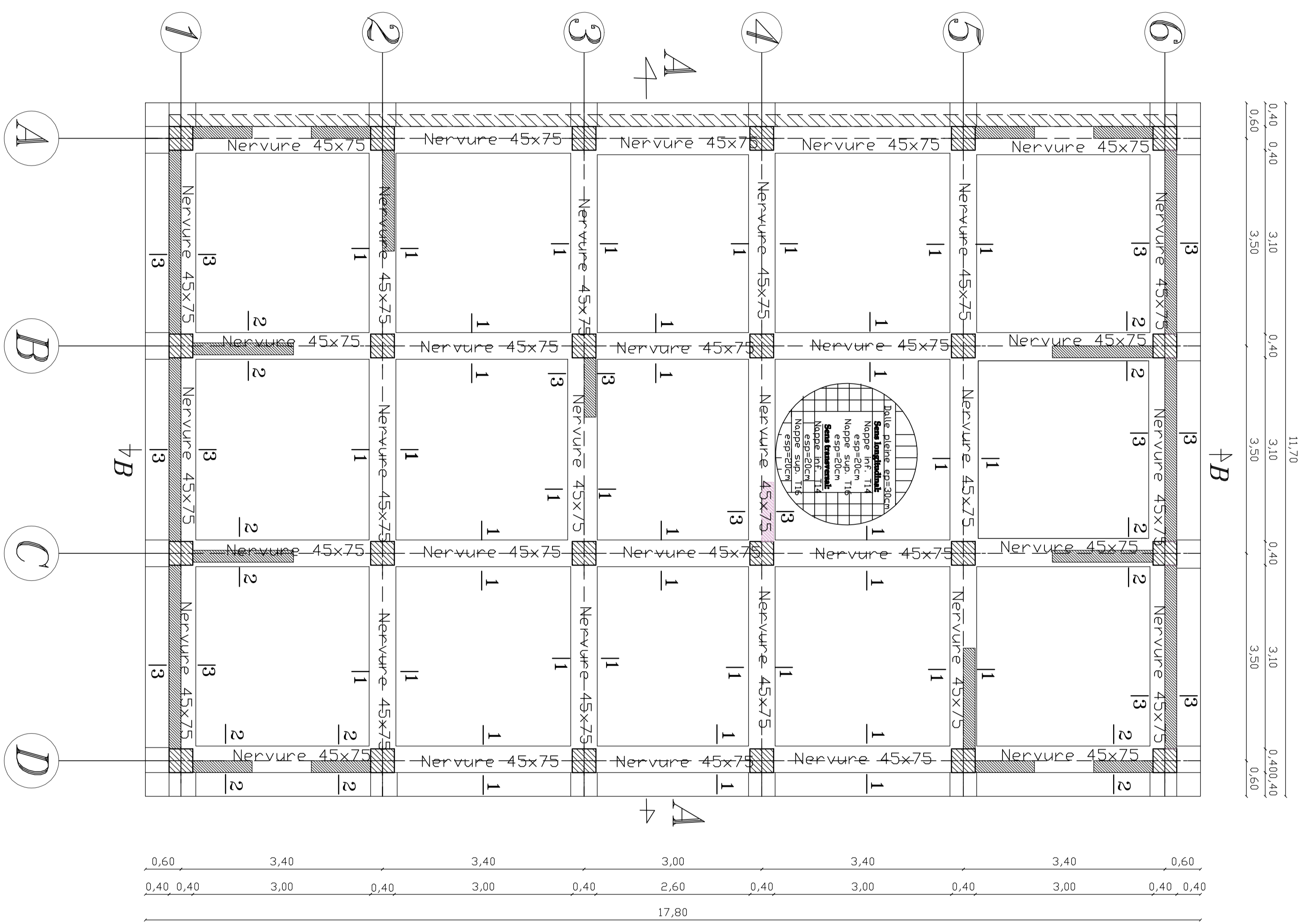
Coupe A-A zone III



REMARQUE: L'ASSEMBLAGE EST RÉVÉLÉ EN VUE  
 L'ÉLÉMENT EST EN VUE EN VUE  
 L'ÉLÉMENT EST EN VUE EN VUE

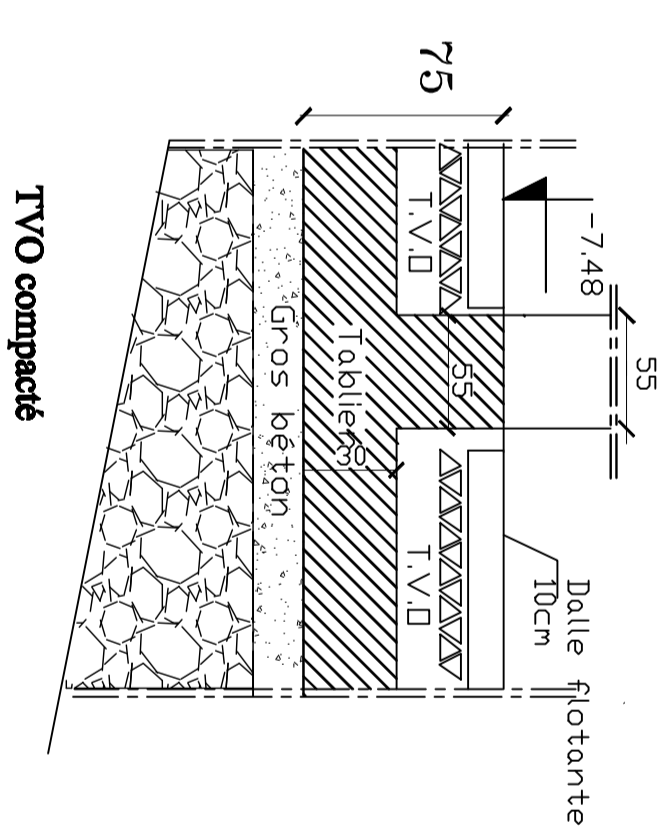
PROJETANT:	TRACÉ:
REVISÉ:	DATE:
M. SIBRELLAT	17/05/2017
PROJETANT:	REVISÉ:
M. SIBRELLAT	M. SIBRELLAT



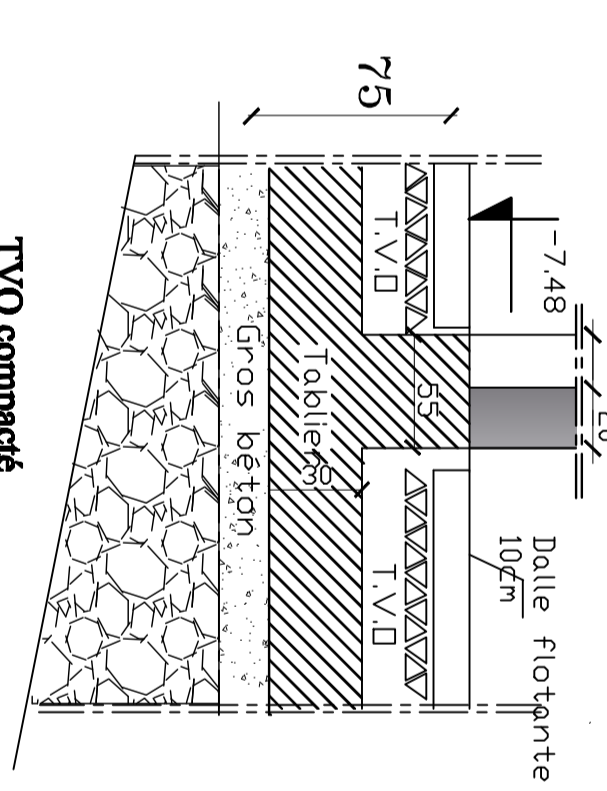


**Coffrage de radier**

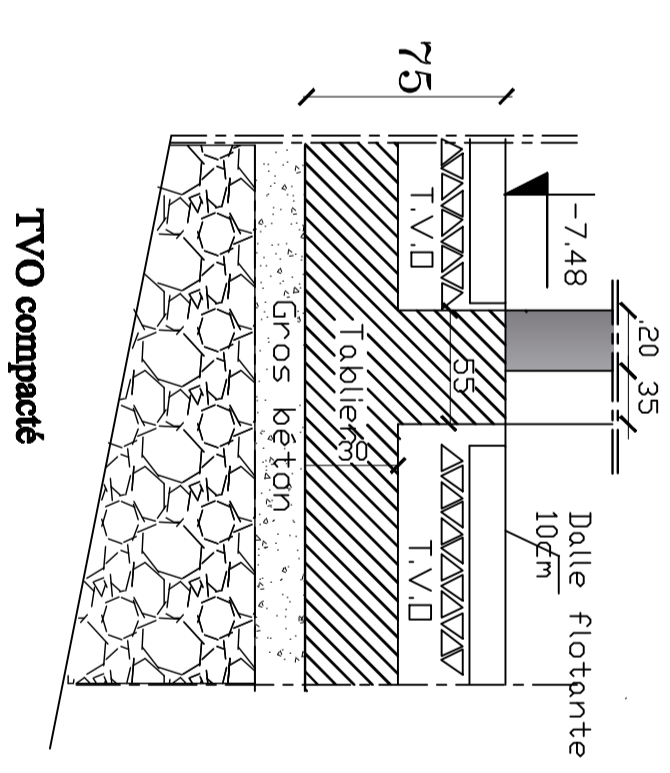
coupe 1-1 Ech : 1/25



coupe 2-2 Ech : 1/25



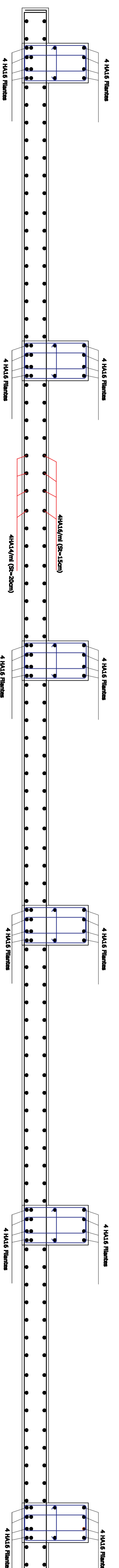
coupe 3-3 Ech : 1/25



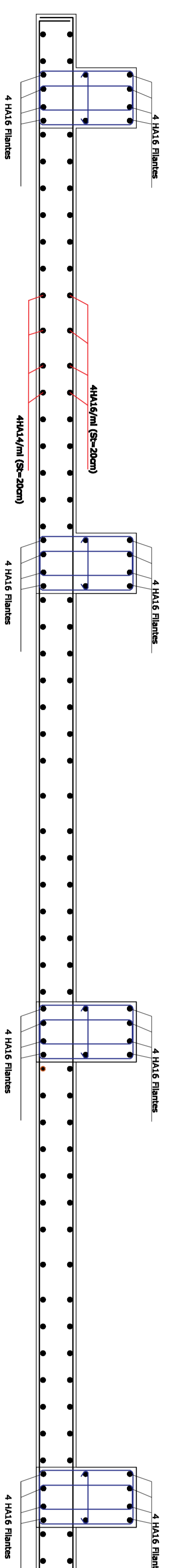
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOULOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : ASSOCIÉE MOHAMED KACI MOUSSA KORLAND	TITRE : <b>Coffrage de radier</b>
DIRIGE PAR : M : MEGHLAT	PLANCHÉ N°
PROJETÉ EN : 2020/2021	ECHELLE

### COUPE A-A: Dans le sens Y-Y



### COUPE A-A: Dans le sens X-X

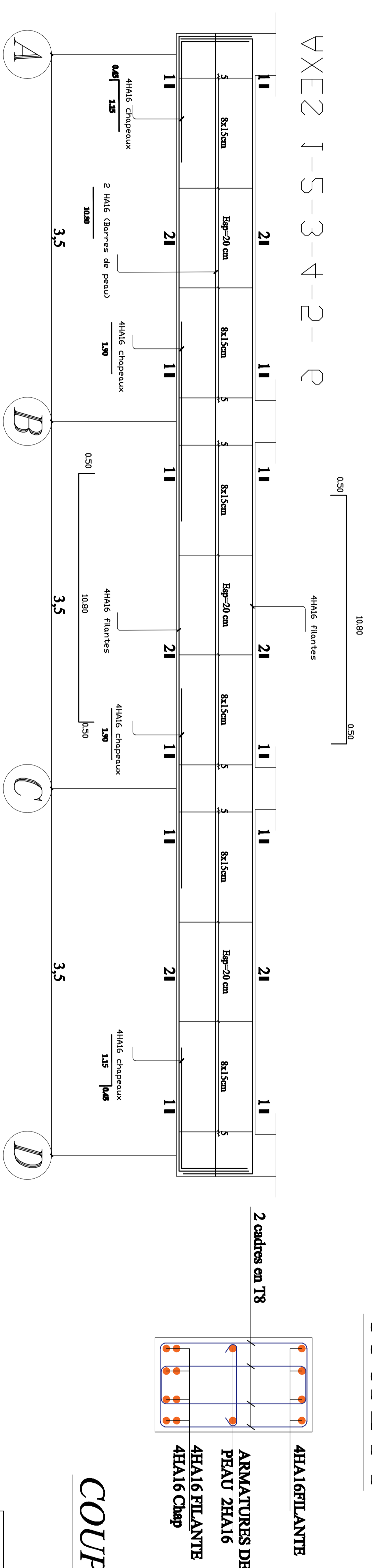


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<b>ETUDE PAR :</b> AKKOUCH MOHAMED KACI MOUSSA MOHAND DIRIGE PAR : M <sup>r</sup> :MEGHILAT	<b>TITRE :</b> FERRAILLAGE DE RADIER SELON X-X ET Y-Y
PROMOTION 2020/2021	<b>PLANCHE N°</b> <b>ECHELLE</b>

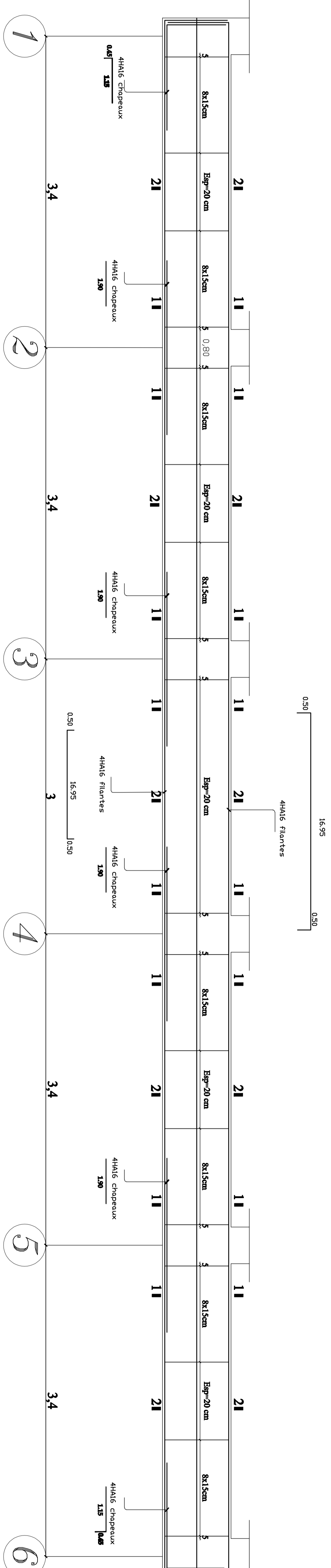
FERRAILLAGE DES NERVURES SELON X-X

COUPE 1-1



FERRAILLAGE DES NERVURES SELON Y-Y

AXE2 A-B-C-D



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

AKKOUCHE MOHEMED

KACI MOUSSA MOHAND

DIRIGE PAR :

M<sup>r</sup> :MEGHILAT

TITRE :

FERRAILLAGE DES NERVURES  
SELON X-X ET Y-Y

PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

ECHELLE