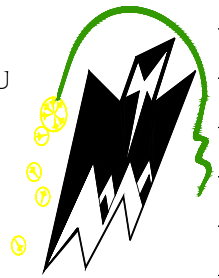


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil  
Option : Construction civil et industrielle

## THEME

Etude d'un Bâtiment en (R+5 +Sous-Sol) à usage d'habitation à Contreventement  
Mixte (voiles et portiques) à l'aide du logiciel ETABS



Dirigé par :

Mr : Boukais.S

Etudié par :

Melle : Hassaine Sarah  
Melle : Hamtache Kahina

Année universitaire :2019/2020

# Remerciement

Avant toute chose nous remercions Dieu, le tout puissant de nous

Avoir donné courage, force et patience.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur monsieur BOUKAIES SAID pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.

Nous adressons un grand remerciement à tous les enseignants de département génie civil.

Et également les membres de jurys pour l'effort qu'ils font dans le but d'examiner ce modeste travail.

Enfin,

Merci à tous ceux et toutes celles qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire, qu'ils trouvent ici l'expression de nos sincères remerciements

# Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut...

Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect et la reconnaissance.

Aussi, c'est tout simplement que Je dédie ce mémoire :

- ❖ A mes chers parents auxquels je dois un grand respect et une profonde considération.
- ❖ A mes chers frères et sœurs.
- ❖ A mes belles-sœurs.
- ❖ A mes chères nièces que j'adore : AYA et HIBA
- ❖ A toute ma famille.
- ❖ Ma binôme Sarah et sa famille.
- ❖ A mes très chers amis avec qui j'ai passé les meilleurs souvenirs de ma vie.
- ❖ A tous ceux que j'aime et à tous ceux qui me sont très chers.

Kahina

# Dédicace

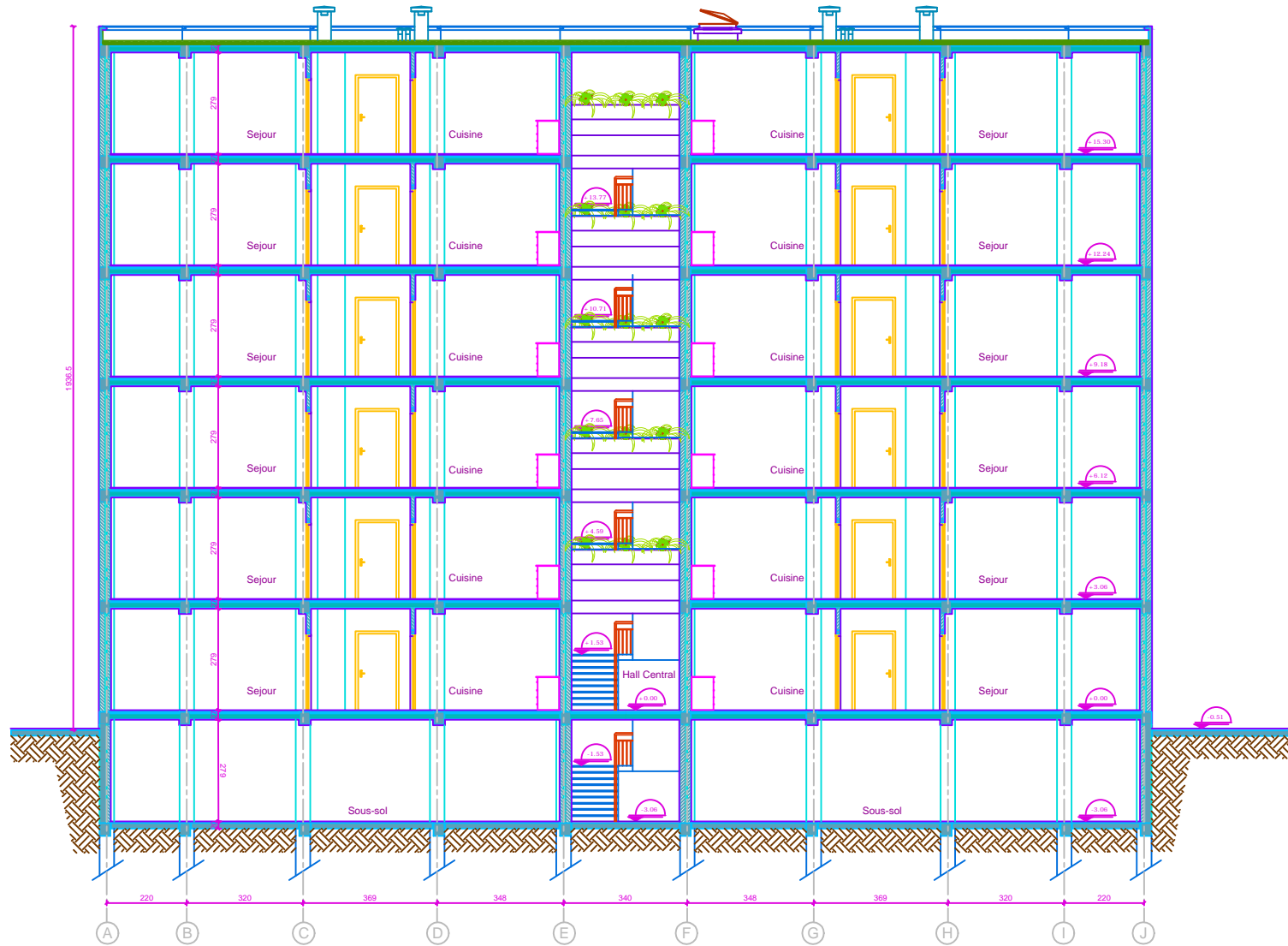
Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut...

Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect et la reconnaissance.

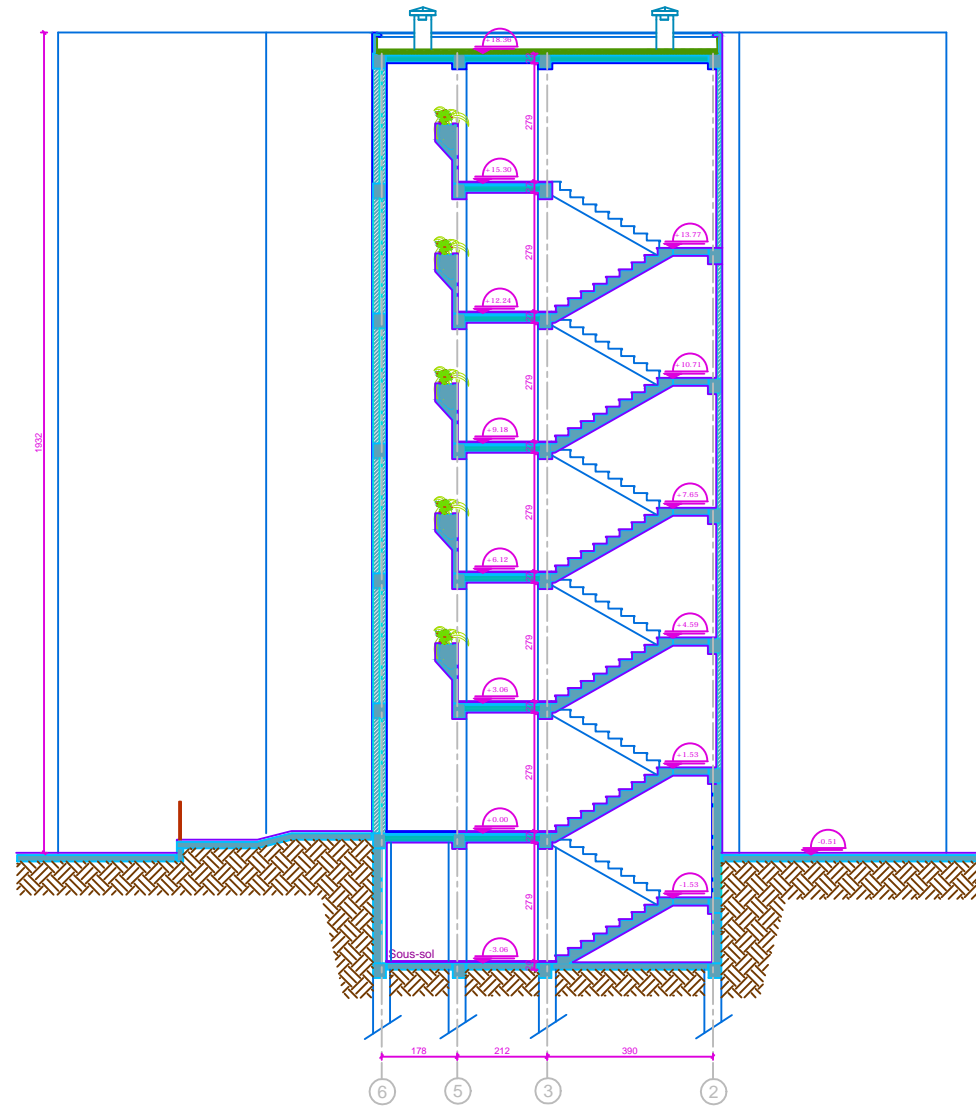
Aussi, c'est tout simplement que Je dédie ce mémoire :

- ❖ A mes chers parents auxquels je dois un grand respect et une profonde considération.
- ❖ A mes chers frères et sœurs.
- ❖ A ma belle-sœur.
- ❖ A mon cher neveu que j'adore : Aimad
- ❖ A toute ma famille.
- ❖ Ma binôme Kahina et sa famille.
- ❖ A mes très chers amis avec qui j'ai passé les meilleurs souvenirs de ma vie.
- ❖ A tous ceux que j'aime et à tous ceux qui me sont très chers.

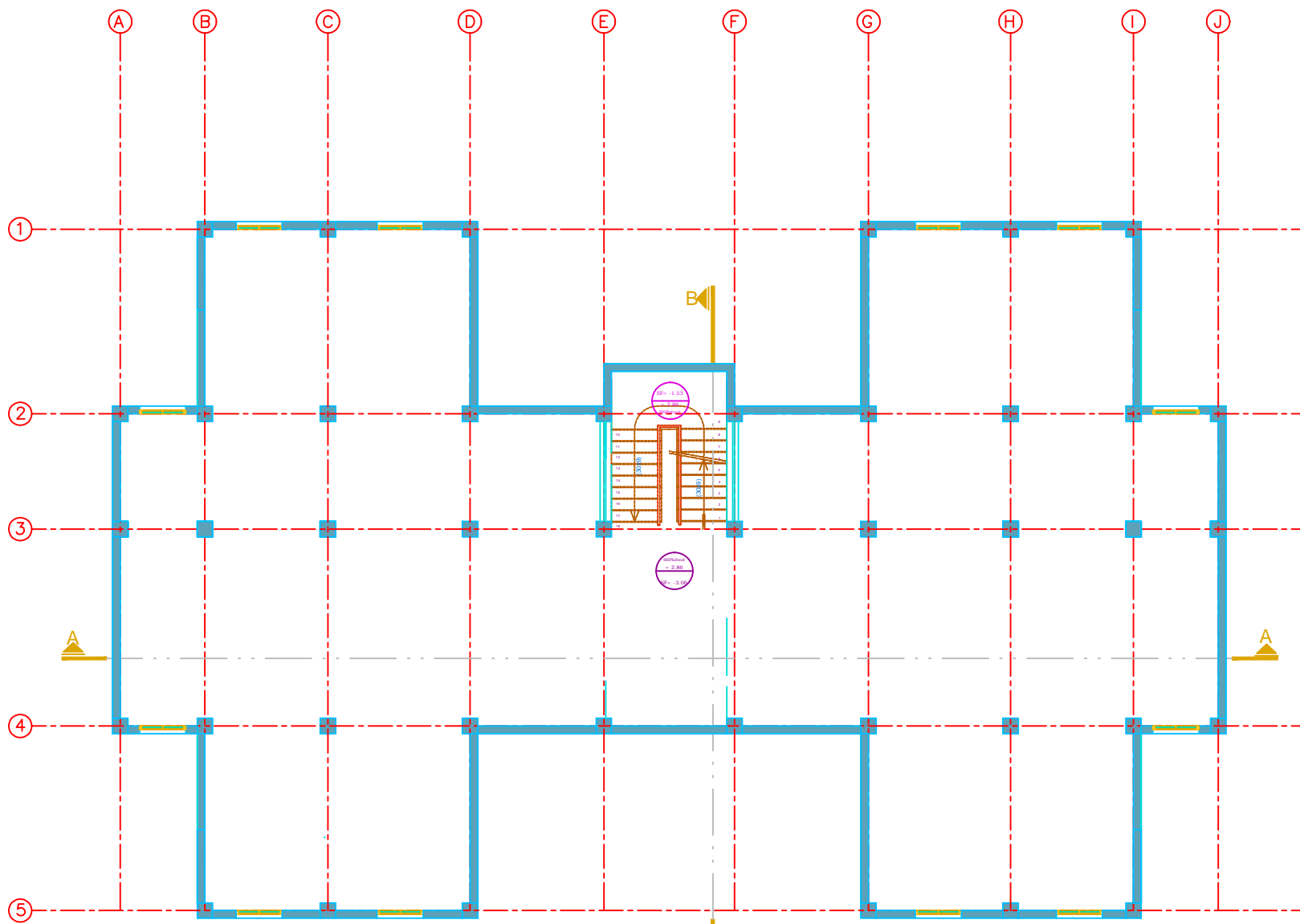
Sarah



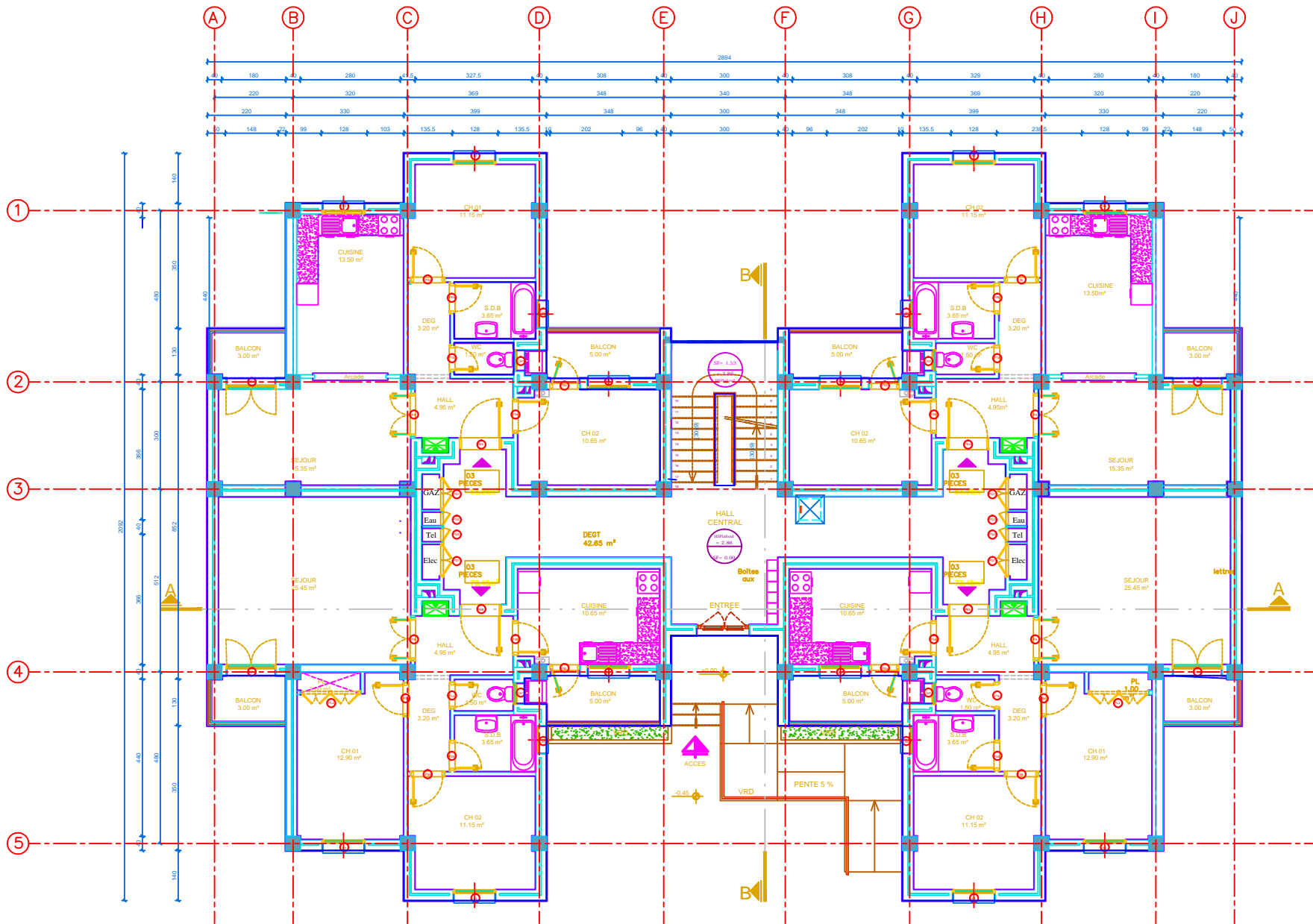
# COUPE -AA-



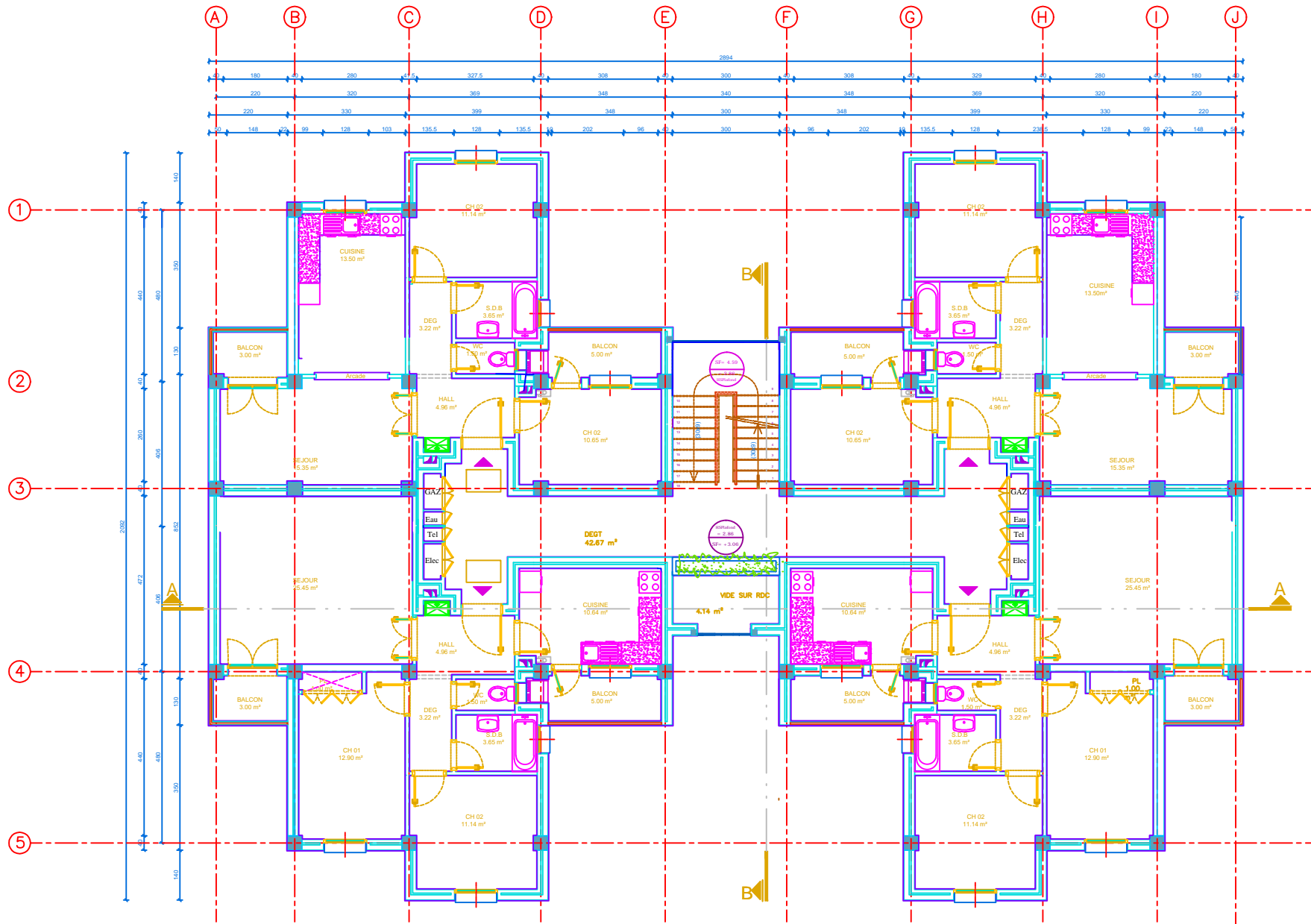
**COUPE -BB-**



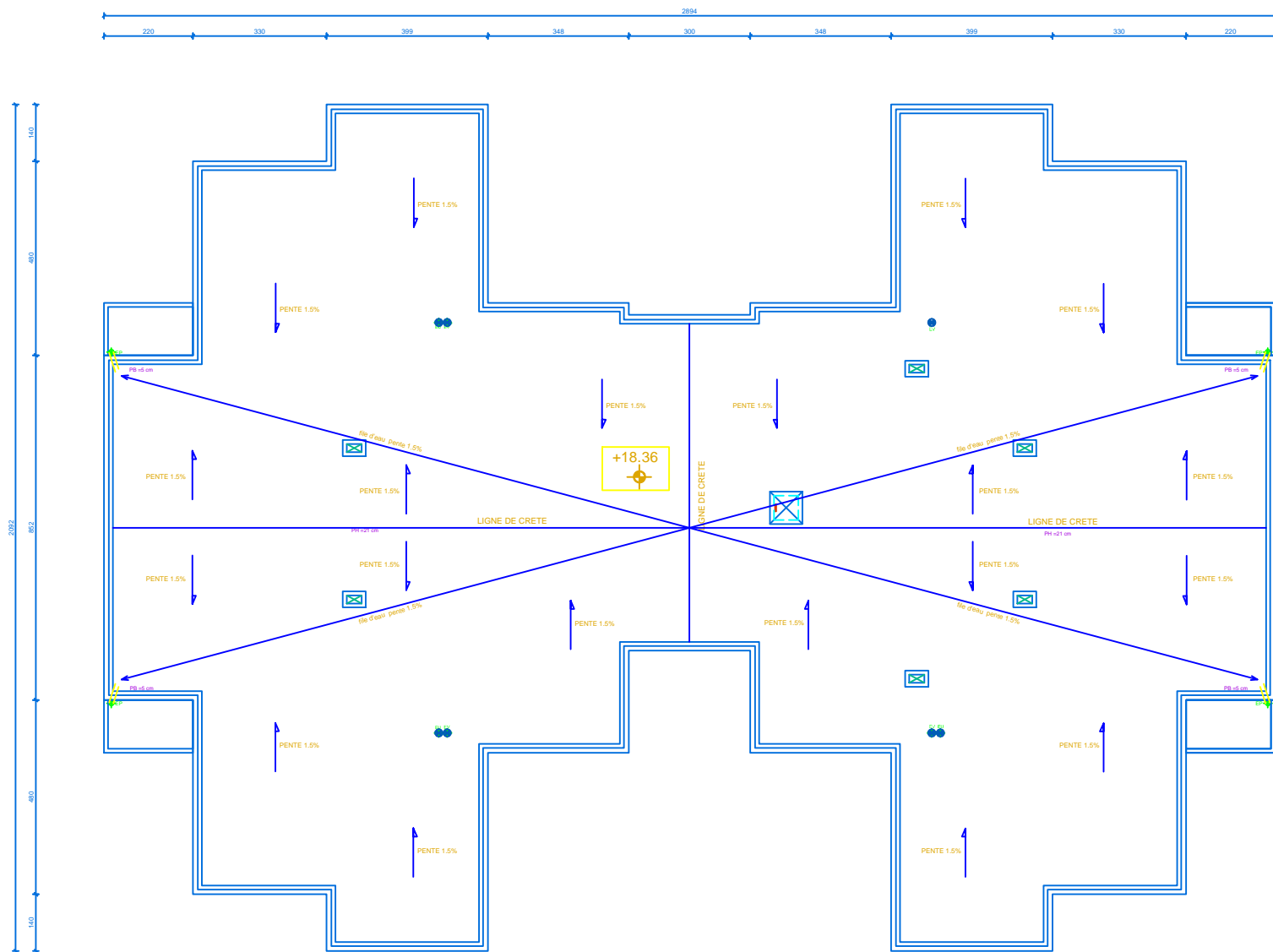
**PLAN sous-sol**



# PLAN RDC



# PLAN ETAGE COURANT



# PLAN DE TERRASSE



**FACADE POSTERIEURE**



# FACADE PRINCIPALE

# NOTATION

<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone
<b>A<sub>min</sub></b>	Section d'armature minimale déterminée par les règlements
<b>A<sub>max</sub></b>	Section d'armature maximale
<b>A<sub>r</sub></b>	Armature de répartition
<b>A<sub>st</sub></b>	Section d'armature
<b>b</b>	Largeur
<b>b<sub>0</sub></b>	Largeur de la nervure
<b>C<sub>P</sub></b>	Facteur de force horizontale
<b>C<sub>t</sub></b>	Coefficient de période
<b>D</b>	Facteur d'amplification dynamique
<b>d</b>	La distance séparant la fibre la plus comprimé et les armatures inférieures.
<b>d'</b>	La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.
<b>d'</b>	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inf)
<b>Δ<sub>Kx</sub></b>	Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k <sup>-1</sup> dans le sens x ( dans le sens y, Δ <sub>Ky</sub> )
<b>δ<sub>kx</sub> ; δ<sub>ky</sub></b>	Déplacements horizontaux au niveau k dans le sens x et le sens y successivement
<b>δ<sub>(ek) x</sub> ; δ<sub>(ek) y</sub></b>	Déplacements dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion) dans le sens x et le sens y successivement
<b>e</b>	Epaisseur, excentricité
<b>E</b>	Module de Young.
<b>E<sub>b</sub></b>	Module de déformation différée
<b>E<sub>ij</sub></b>	Module d'élasticité instantané
<b>E<sub>vj</sub></b>	Module d'élasticité diffère
<b>E<sub>s</sub></b>	Module d'élasticité de l'acier
<b>F</b>	Force sismique de niveau
<b>f</b>	Flèche
<b>f<sub>e</sub></b>	Limite d'élasticité de l'acier
<b>f<sub>bc</sub></b>	Contrainte de calcul
<b>f<sub>cj</sub></b>	Resistance a la compression du béton a {j} jours
<b>f<sub>tj</sub></b>	Resistance a la traction du béton a {j} jours
<b>F<sub>c28</sub></b>	Resistance caractéristique a la compression du béton a 28 jours d'âge
<b>F<sub>t28</sub></b>	Resistance caractéristique a la traction du béton a 28 jours d'âge
<b>g</b>	Largeur de la marche
<b>G</b>	Action permanente

<b>h</b>	Facteur de correction d'amortissement
<b>h<sub>k</sub></b>	Hauteur de l'étage « k »
<b>h<sub>N</sub></b>	La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
<b>hr</b>	L'épaisseur du radier
<b>I<sub>x</sub>, I<sub>y</sub></b>	Moment d'inertie
<b>K</b>	Coefficient de raideur de sol
<b>K<sub>0</sub></b>	Coefficient de poussée
<b>L</b>	Longueur
<b>L<sub>0</sub></b>	La longueur de la projection horizontale de la paillasse
<b>L<sub>e</sub></b>	Longueur élastique
<b>M</b>	Moment fléchissant
<b>Ma</b>	Moment en appui
<b>Ms</b>	Moment stabilisateur dû aux charges verticales
<b>Mt</b>	Moment en travée
<b>N</b>	Effort normal
<b>n</b>	Nombre d'étage.
<b>Nu</b>	L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
<b>N<sub>cor</sub></b>	L'effort normal des voiles.
<b>Pk</b>	Poids total de la structure et des charges
<b>Q</b>	Action d'exploitation
<b>Q</b>	La charge en cabine
<b>Q</b>	Facteur de qualité
<b>R</b>	Coefficient de comportement global de la structure
<b>St</b>	Espacement
<b>T</b>	Effort tranchant, période
<b>V</b>	Force sismique total
<b>V<sub>t</sub></b>	Forces sismiques à la base
<b>V<sub>global</sub></b>	L'effort tranchant de la structure global
<b>V<sub>VOIL</sub></b>	L'effort tranchant des voiles
<b>V<sub>k</sub></b>	Effort tranchant d'étage au niveau "k"
<b>W</b>	Poids total de la structure
<b>W<sub>i</sub></b>	Poids au niveau {i}
<b>Z</b>	Bras de levier
<b>α</b>	Position relative de la fibre neutre
<b>β</b>	Coefficient de pondération
<b>γ<sub>b</sub></b>	Coefficient de sécurité de béton
<b>γ<sub>d</sub></b>	Poids spécifique du remblai
<b>γ<sub>s</sub></b>	Coefficient de sécurité d'acier

$\varepsilon$	Déformation relative
$\epsilon_{bc}$	Déformation du béton en compression
$\theta$	Coefficient d'application
$\varphi$	Angle de frottement
$\eta$	Coefficient de fissuration
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton
$\overline{\sigma_{bc}}$	Contrainte admissible du béton
$\sigma_{st}$	Contrainte d'acier
$\overline{\sigma_{st}}$	Contrainte admissible d'acier
$\tau$	Contrainte de cisaillement
$\overline{\tau}$	Contrainte ultime de cisaillement
$\mu c$	Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier
$\mu u$	Moment ultime réduit
$g$	Accélération de la pesanteur
$T_1; T_2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique
$\nu$	Coefficient de poisson
$\Omega$	Surface en plan du voile
$\Sigma$	Sommation

# Unités :

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

Unité	Les explications
m, (cm, mm)	Longueur, dimension, portée.
$Cm^2$	Section d'acier
$m^2$	Section
KN ;(N ; MN)	Charge ponctuelle.
$KN.m^{-1}$ ; $(Nm^{-1}$ ; $MN.m^{-1})$	Charge linéique
$KN.m^{-2}$ ; $(Nm^{-2}$ ; $MN.m^{-2})$	Charge surfacique.
$KN.m^{-3}$ ; $(Nm^{-3}$ ; $MN.m^{-3})$	Charge volumique
$KN.m$ ; $(Nm$ ; $MN.m)$	Moment.
MPa ; (Pa ; kPa)	Contrainte

Une conversion bien utile :  $1MPa = 1MNm^{-2} = 1Nmm^{-2} = 10^6 Pa$ .

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

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

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

**Tableau II.1** : Charges permanentes pour plancher terrasse (inaccessible).

**Tableau II.2**: Valeur de la Charge permanente  $G_{ec}$  du plancher étage courant.

**Tableau II.3** : Valeur de la Charge permanente de la dalle pleine.

**Tableau II.4** : Valeur de la Charge de la maçonnerie (Mur extérieur).

**Tableau II.5** : Valeur de la Charge de la maçonnerie (Mur intérieur).

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

**Tableau II.7** : Coefficients de dégression de surcharge.

**Tableau II.8** : Récapitulatif de la descente de charge.

**Tableau II.9** : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

## Chapitre III : Calcul des éléments

**Tableau III.B.1** : Calcul des moments en travées.

**Tableau III.B.2** : Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées.

**Tableau III.B.3**: Calcul des efforts tranchants.

**Tableau III.B.4**: Calcul des moments en travées.

**Tableau III.B.5** : Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées.

**Tableau III.B.6** : Calcul des efforts tranchants.

**Tableau III.B.7**: Calcul des moments en travées.

**Tableau III. B.8** : Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées.

**Tableau III.B.9** : Calcul des efforts tranchants.

**Tableau III.B.10**: Calcul des moments en travées.

**Tableau III.B.11** : Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées.

**Tableau III.B.12:** Calcul des efforts tranchants.

## **Chapitre IV : Présentation De L'ETABS Et Modélisation**

### **Chapitre V : vérification de la structure**

**Tableau V.1 :** participation massique.

**Tableau V.2 :** Valeurs de T1 et T2.

**Tableau V.3 :** facteur de qualité de la structure.

**Tableau V.4 :** Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

**Tableau V.5 :** Centre de torsion et centre de masse de la structure.

**Tableau V.6 :** Justification vis A vis de l'effet P-  $\Delta$  sens x-x.

**Tableau V.7:** Justification vis A vis de l'effet P-  $\Delta$  sens y-y.

### **Chapitre VI : Ferrailage des éléments principaux**

#### **➤ VI.1 Ferrailage Poteaux :**

**Tableau VI.1 :** caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

**Tableau VI.2 :** sections minimale et maximale dans les poteaux.

**Tableau VI.3:** Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l'ELS.

**Tableau VI.4 :** Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens.

**Tableau VI.5 :** Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone.

**Tableau VI.6 :** Vérification de la quantité d'armatures transversales.

**Tableau VI.7 :** Détermination de la zone nodale.

**Tableau VI.8 :** Vérification au cisaillement dans les poteaux.

**Tableau VI.9 :** Vérifications des contraintes à l'ELS.

**Tableau VI.10 :** Ferrailage final des poteaux.

#### **➤ VI.2 Ferrailage des poutres :**

**Tableau VI.1 :** caractéristique des situations des calculs.

**Tableau VI.2 :** récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

**Tableau VI.3 :** Ferrailage des Poutres Principales en travée.

**Tableau VI.4 :** Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (aux appuis).

**Tableau VI.5 :** Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (en travée).

**Tableau VI.6 :** Ferrailage des Poutres secondaires aux appuis.

**Tableau V.7:** Ferrailage des Poutres secondaires en travée.

**Tableau VI.8 :** Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (aux appuis).

**Tableau VI.9:** Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (en travée)

**Tableau VI.10:** Ferrailage des poutres de chainages.

**Tableau VI.11 :** Vérification des quantités d'armatures transversales.

**Tableau VI.12:** Vérification des contraintes tangentielles (PP).

**Tableau VI.13:** Vérification des contraintes tangentielles (PS).

**Tableau VI.14 :** Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

**Tableau VI.15:** Vérification de l'entraînement des barres.

**Tableau VI.16:** Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP).

**Tableau VI.17 :** Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).

**Tableau VI.18 :** Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PC).

**Tableau VI.19:** Récapitulatif de ferrailage des poutres.

➤ **VI.3 Ferrailage des voiles :**

**Tableau VI.1 :** Ferrailage des VT1 dans les différentes zones.

**Tableau VI.2 :** Armatures horizontales adoptées pour VT1 dans les différentes zones.

**Tableau VI.3 :** Ferrailage des VT1 dans les différentes zones.

**Tableau VI.4 :** Armatures horizontales adoptées pour VT1 dans les différentes zones

**Tableau VI.5 :** Ferrailage des VT1 dans les différentes zones.

**Tableau VI.6 :** Armatures horizontales adoptées pour VT1 dans les différentes zones.

**Tableau VI.7 :** Vérification des sections adoptées selon le RPA

**Tableau VI.8 :** Vérification des contraintes de cisaillement selon l'RPA.

**Tableau VI.9 :** Vérification des contraintes de cisaillement selon le BAEL.

**Tableau VI.10 :** Vérification des contraintes dans le béton.

### **Chapitres VII : Etude de l'infrastructure**

**Tableau VII.1 :** Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

**Tableau VII.2 :** Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

**Tableau VII.3 :** Résultats des charges sous poteaux.

**Tableau VII.4 :** charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

**Tableau VII.5 :** charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

**Tableau VII.6 :** Ferrailage des nervures à L'ELU.

### **Chapitres VIII : Etude du voile périphérique**

**Tableau VIII.1 :** ferrailage du voile périphérique.

**Tableau VIII.2 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

# Sommaire :

## **Introduction générale**

**Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....Page (01- 08)**

**Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....Page (09- 22)**

**Chapitre III : Calcul des éléments**

- III.A Acrotère.....Page (23- 28)
- III.B Plancher.....Page (29- 56)
- III.C Escalier.....Page (57- 79)
- III.D Poutre palière.....Page (70- 79)
- III.E dalle pleine.....Page (80 - 86)
- III.F Poutre de chaînage.....Page (87- 95)

**Chapitre IV : Présentation De L'ETABS Et Modélisation.....Page (96- 108)**

**Chapitre V : vérification de la structure.....Page (109- 121)**

**Chapitre VI : Ferrailage des éléments principaux**

- 1. Poteaux.....Page (122 - 133)
- 2. Poutre.....Page (134- 143)
- 3. Voile.....Page (144 -154)

**Chapitres VII : Etude de l'infrastructure.....Page (155 - 183)**

**Chapitres VIII : Etude du voile périphérique.....Page (184- 189)**

**Conclusion générale**

**Liste des tableaux**

**Notation**

**Bibliographie**

# Introduction

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment de Cinq étages avec un sous-sol situé à Boumerdes.

Le présent travail est organisé en huit (08) chapitres présentés comme suit :

- ✓ Le premier chapitre fait l'objet d'une présentation de l'ouvrage et des règlements en vigueur.
- ✓ Le deuxième chapitre concerne la descente de charge et le pré dimensionnement des éléments de la structure.
- ✓ Le troisième chapitre est consacré au calcul des éléments secondaire de l'ouvrage.
- ✓ Le quatrième chapitre est destiné à l'étude dynamique et sismique en utilisant le logiciel ETABS V 9.7.
- ✓ Le cinquième chapitre est destiné à la vérification de la structure.
- ✓ Le sixième chapitre est consacré au calcul de Ferrailage des éléments principaux de la structure.
- ✓ Le septième chapitre est consacré à l'étude des fondations.
- ✓ Le huitième chapitre est consacré à l'étude du voile périphérique.

Dans notre étude, en plus des calculs statiques nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique et sismique de la structure en étudiant le comportement d'interaction sol structure.

L'interaction sol-structure est souvent négligée dans l'analyse d'un bâtiment pourtant ce phénomène a beaucoup d'influence lors de l'étude du comportement de l'ouvrage le premier aspect est la sécurité, puisque la répartition des efforts dans les membrures peut être différente suite à une analyse qui tient compte de l'interaction sol-structure.

Dans cette étude, nous voulons voir les effets de l'interaction sol-structure et montrer l'importance de considérer cette interaction dans les structures et fondations.

Ainsi que les avantages d'utiliser un logiciel de calcul des structures qui intègre à la fois les éléments de la structure et celui de ses fondations.

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

### I.1 Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité et la sécurité des usagés pendant et après la réalisation avec moindre de cout.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur ; à savoir :

- RPA99/version 2003
- Les bases de BAEL91 (modifié 99).
- DTR-BC 22 (Charges et surcharges d'exploitations).

Nous commençons l'étude de ce projet par une présentation de tous ses éléments constitutifs ainsi que les principaux matériaux utilisés.

### I.2 Présentation du projet :

Ce projet consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment (**RDC+5 étages + sous-sol**) à usage d'habitation avec une **terrasse inaccessible** à ossature mixte (portiques-voiles), Cet ouvrage sera implanté dans la commune d'ISSER wilaya de **BOUMERDES** qui est considérée par le règlement parasismique algérien (**RPA 99**) version **2003**, comme une zone de forte sismicité (**Zone III**). L'ouvrage est d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**).

Ce bâtiment comporte :

- RDC à usage d'habitation
- 05Etages à usage d'habitation.
- Terrasse inaccessible
- Un (01) sous-sol
- Une cage d'escalier.

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

- Longueur totale **L=28.94m.**
- Largeur totale **B=20.92m.**
- Hauteur totale (y compris l'acrotère) **H<sub>t</sub>=19.32m.**
- Hauteur de l'étage courant **H<sub>e</sub>= 3.06m.**
- Hauteur du RDC **H<sub>r</sub> = 3.06m.**
- Hauteur du sous-sol **H<sub>s</sub> =3.06m.**

### I.4 Eléments de l'ouvrage :

#### Les planchers :

-Tous les planchers de notre bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

→ **La résistance mécanique** : ils supportent leurs poids propres et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de l'ouvrage.

→ **L'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

- **Ossature** : Le bâtiment est à ossature mixte, composée de portique et voile.
- **Maçonnerie** :

→ **Les murs extérieurs** seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm et 15cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de 5cm.

→ **Les murs de séparation intérieurs** seront en simple cloison de briques creuses de 10cm.

- **Escaliers** :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier desservant tous les niveaux. Ce sont des escaliers à deux volées et un palier en béton armé, coulés sur place.

- **Revêtements** : Ils seront comme suit :

→ Mortier pour Carrelage pour les planchers et les escaliers.

→ Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

→ Enduit en ciment pour les murs de façade et la cage d'escalier.

→ Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- **Les fondations** : Le choix du type de fondation se fera selon les recommandations du rapport de sol, sur lequel sera implanté l'ouvrage et établi par le géotechnicien.
- **Acrotère** : il sera réalisé en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse.
- **Balcons** : Ils seront réalisés en dalle pleine.
- **Toiture** : Le plancher terrasse est inaccessible, il comportera un système complexe d'étanchéités multicouches en forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

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

### **I.5.1 Béton :**

Le béton est un matériau de construction composé des éléments suivants : Pâte pure (ciment + eau) et des Granulats (sables et graviers).

Le béton est défini du point de vu mécanique par :

#### **a. Résistance à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance mécanique à la compression à 28jours notée  $f_{c28}$ . En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique

de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm. Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à Partir de  $f_{c28}$ , par :(Art A.2.1, 11/ BAEL91)

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour l'étude de ce projet nous adoptons une valeur de  $f_{c28} = 25$  [MPa].

### b. Résistance à la traction (Art A.2.1.12 /BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours, noté  $f_{ij}$  est définie par la relation

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

Dans notre cas :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

### c. Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

#### c.1 Module d'élasticité longitudinale :

- **Module de déformation longitudinale instantané du béton : (art A-2.1.21 BAEL91 modifié 99)**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

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

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différée du béton : (art A-2.1.22 BAEL91 modifié 99)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet.

De fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 10818,865 \text{ MPa}$$

**c.2 Module de déformation transversale : (Art A.2.1, 3/BAEL 91)**

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

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

Avec :  $\nu$  : Coefficient de Poisson.

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

**d. Coefficient de poisson : (BAEL91/A.2.1,3)**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale :

Est donnée par :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta L}{L}}$$

$\Delta d / d$  : déformation relative transversale.

$\Delta L / L$  : déformation relative longitudinale.

$\nu = 0$  pour un béton fissuré.

$\nu = 0,2$  pour un béton non fissuré.

**e. Contrainte limite du béton :**

On définit les états-limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

**1.L'état limite ultime (E.L.U) : (BAEL91/A.4.3,41)**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle

est donnée par la formule suivante :  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$  (MPa)

Le coefficient de sécurité  $\gamma_b$  a pour valeurs :

- $\gamma_b = 1,50$  Situation courante.
- $\gamma_b = 1,15$  Situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

- $\theta = 1$  si la durée d'application est entre  $t > 24$  heures.

- $\theta = 0,9$  si la durée d'application est entre **1 heure** <  $t$  < **24 heures**.
- $\theta = 0,85$  si la durée d'application est  $t < 1$  heures.

$t$  : la durée probable d'application de la combinaison considérée.

Dans notre cas :

**Situation courante :**

- $\gamma_b = 1,50$ .
- $\theta = 1$ .

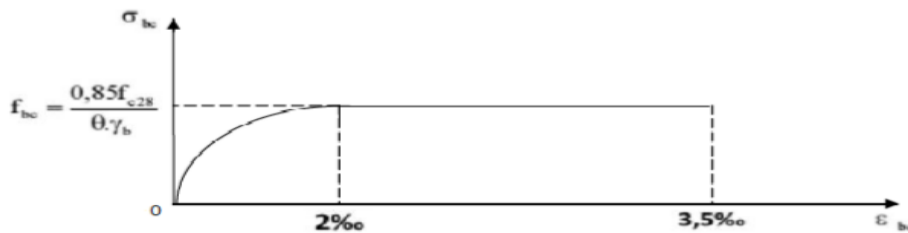
$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

Situation accidentelle :

- $\gamma_b = 1,15$ .
- $\theta = 1$ .

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,5 \text{ MPa.}$$

Nous adoptons le diagramme parabole rectangle défini ci-dessous:



**Fig.I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.**

→ Les conditions de calcul à l'ELU :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions.
- La résistance de béton tendu est considérée comme nulle.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif  $\epsilon_{bc}$  du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion, 2 ‰ en compression.
- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 ‰.

## 2. État limite de service (ELS) :

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

- La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \quad (\text{BAEL91/A.4.5,2})$$

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

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte – déformation est illustrée sur la figure I -2 :



Fig.I.2 : diagramme contrainte- déformation du béton à [L'ELS].

### 3. Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad [\text{Art 5.1,21 /BAEL91 modifié 99}]$$

Avec :

$\tau_u$  : Effort tranchant dans la section étudiée.

$b$  : Largeur de la section cisillée.

$d$  : Hauteur utile de la poutre

$\tau_u = \min [0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}]$  pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min [0,10 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$  pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables.

### 2. Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction aux quels le béton résiste mal les armatures sont distinguées par leur nuance et leur état de surface. En général, les aciers utilisés sont de 2 types :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration n	Coefficient de scellement $\psi$
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\phi < 6$ )	TS	520	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.

**a. Module d'élasticité longitudinal :**

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

$$E_s = 200000 \text{ [Mpa]} \text{ (Art A.2.2, 1/ BAEL91)}$$

**b. Coefficient de Poisson des aciers :**

Le coefficient de Poisson  $\nu$  pour les aciers est pris égal à 0,3.

**c. Contraintes limites :****c.1 Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A.4.3.2BAEL91}).$$

Avec :

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne le lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité telle que :

- $\gamma_s = 1.15$  pour le cas courant.
- $\gamma_s = 1$  pour le cas accidentel.

→ **Exemple :**

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 452 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 520 \text{ MPa}$

**c.2) Etat limite de service (ELS) : [Art A.4.3.5 / BAEL91 modifié 99]**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissurations peu nuisibles** : Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :  $\sigma$

$$\sigma \leq f_e$$

- **Fissuration préjudiciable** : Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\sigma^- = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \} \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable** : Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques :

$$\sigma^- = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \} \right\}$$

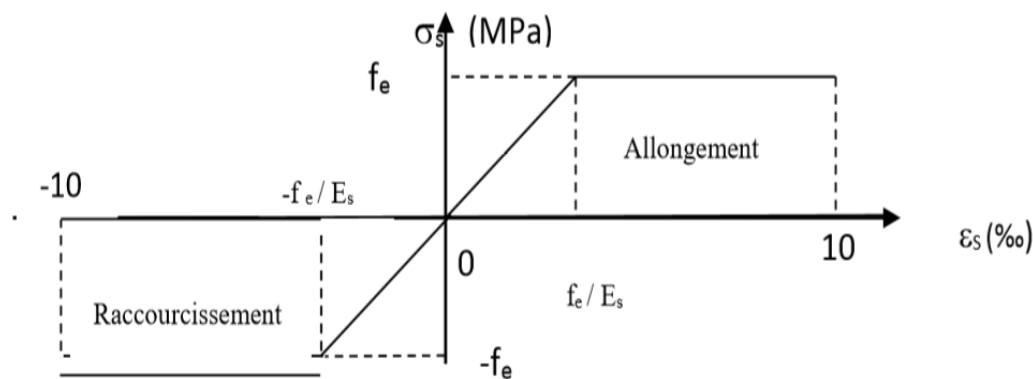
$\eta$ : coefficient de fissuration.

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

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

$\eta = 1.0$  .....pour les RL.

→ **Diagramme des contraintes déformations de l'acier :**



**Fig I.3 : Diagramme de calcul contraintes-déformations de l'acier à L'E.L.S.**

### 3. Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes : (**Art A.7.1 /BAEL91**)

- $C = 5$  cm pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C = 3$  cm pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C = 1$  cm pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations

# Chapitre II :

## Pré dimensionnement des éléments

## II.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Pour cela on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par **RPA 99 VERSION 2003** et **BAEL**.

## II.2 Pré dimensionnement des éléments :

### II.2.1. Plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées perpendiculaire par rapport a le plus grand porté, supportant une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas

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

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir ses taches, le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter les charges et les surcharges ; pour cela sa hauteur totale ( $h_t$ ) est donnée par les formules suivantes :

La hauteur totale du plancher, notée «  $h_t$  » est donnée comme suit :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8;424/BAEL91mod99})$$

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

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 369 - 30 = 339 \text{ cm}$$

Donc :

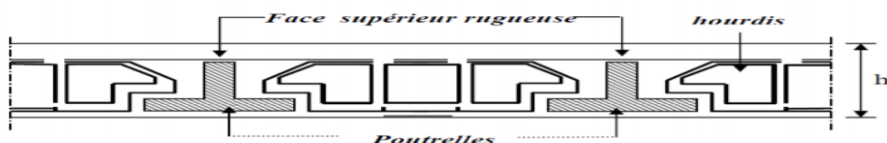
$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{339}{22.5} = 15.06 \text{ cm}$$

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

**Remarque :** A cause de la disponibilité sur le marché

On opte pour un plancher (**16+4**) cm et il sera valable pour tous les planchers (DTR C.3)

- L'épaisseur du corps creux : 16cm.
- L'épaisseur de la dalle de compression : 4cm.



**Figure II.1 :** coupe transversale sur un plancher en corps creux.

**Panneaux de dalles pleines :**

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions.

Leur épaisseur est déterminée selon leur portée ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique.

➤ **Résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons et donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{l_0}{10}$$

Avec :

$l_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

$$l_0 = 130\text{cm.}$$

$$e \geq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm.}$$

On adoptera :  **$e = 15\text{cm.}$**

➤ **Résistance au feu :**

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- $e_p = 11\text{cm}$  pour les planchers présentant un risque particulier contre les incendies.
- $e_p = 7\text{cm}$  pour les planchers ne présentant aucun un risque particulier contre les incendies.

**$e_{\max} = 11\text{cm.}$**

➤ **Isolation acoustique :**

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

$$L = 13.3 \log(10M) \quad \text{si } M < 200 [\text{Kg/m}^2].$$

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

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de  $350\text{Kg/m}^2$ .

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

$$h = \frac{M}{\rho} = 14\text{cm} \quad \text{Nous prenons : } \mathbf{h = 15\text{cm.}}$$

Tel que :  $\rho = 2500\text{dan/m}^3$ .

Donc :  $e = \max(11 ; 15 ; 15) = 15\text{cm}$ .

**Nous adopterons une épaisseur de 15cm.**

### II.2.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Selon les règles « **B.A.E.L.91modifiées.99. Art 7.5.1/RPA99 version 2003** »

La Hauteur (h) :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Largeur (b) :  $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

Avec :

L : Portée maximum entre nus d'appuis.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{Art 7.5.1/RPA99 version 2003})$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- **Les poutres principales**

$$L_{\max} = 512 - 30 = 482\text{cm}$$

$$32,14 \leq h \leq 48,2 \rightarrow h = 40\text{m}$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \rightarrow b_{pp} = 30\text{cm}$$

- **Les poutres secondaires**

$$L_{\max} = 369 - 30 = 339\text{cm}$$

$$22,6 \leq h \leq 33,9\text{m} \rightarrow h = 35\text{cm}$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \rightarrow b = 25\text{cm}$$

➤ **Vérification des conditions exigées par le RPA**

**-Poutres principales :**  $\frac{h}{b} \leq 4 = \frac{40}{30} = 1.33 \rightarrow \text{vérifiée.}$

**-Poutres secondaires :**  $\frac{h}{b} \leq 4 = \frac{40}{30} = 1.33 \rightarrow \text{vérifiée.}$

**Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

**-Poutres principales :(30x40) cm<sup>2</sup>**

**-Poutres secondaires : (25x35) cm<sup>2</sup>**

**II.2.3 Les poteaux :**

Les poteaux sont près dimensionnés à ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de compression  $N_s = G + Q$ .

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal ; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :  $S \geq \frac{N_s}{0.3 \times f_{c28}}$

$N_s$  : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

$S$  : section transversale du poteau.

$\overline{\sigma_{bc}}$ : La contrainte admissible à la compression du béton égal 15 MPa

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

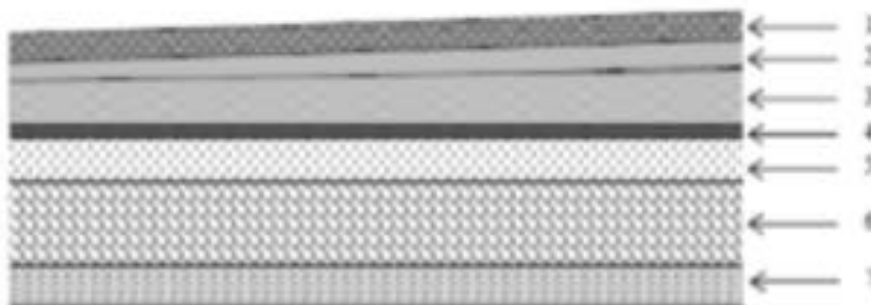
L'effort normal " $N_s$ " sera déterminé par le procédé de la descente de charge donné par le règlement du (BAEL 91).

**A) Détermination des charges et surcharges (DTRB.C2.2)**

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

**a) Charges permanentes :**

- *Plancher terrasse en corps creux (inaccessible)*



**Fig II.2 :** Coupe verticale du plancher terrasse.

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Couche de gravillon	20.00	0.05	1.00
02	Etanchéité multicouche	06.00	0.02	0.12
03	Béton en forme d'une pente	22.00	0.07	1.54
04	Feuille de polyane	-	-	0.01
05	Isolation thermique en liège	04.00	0.04	0.16
06	Plancher en corps creux	14.00	(0.16+0.04) =0.20	2.80
07	Enduit sous plafond plâtre	10.00	0.02	0.22
				$G_{Ti}=5.85\text{KN/m}^2$

Tableau II.1 : Charges permanentes pour plancher terrasse (inaccessible).

• Plancher étage courant :

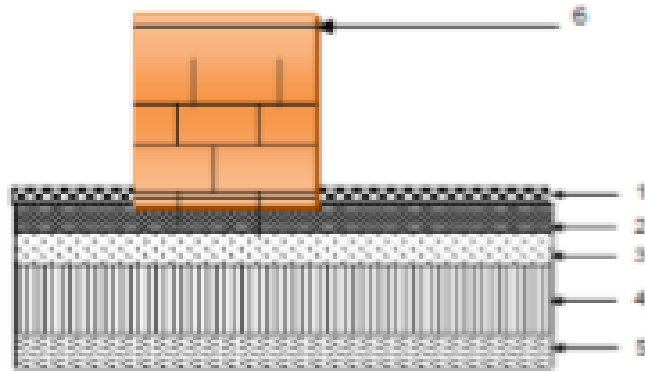


Fig. II.3 : Coupe verticale du plancher terras.

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage scellé	22.00	0.02	0.44
02	Mortier de pose	22.00	0.03	0.66
03	Couche de sable	18.00	0.03	0.54
04	Plancher en corps creux	14.00	(0.16+0.04) =0.20	2.80
05	Enduit plâtre	10.00	0.02	0.20
06	Cloison de séparation	09.00	0.10	0.90
				$G_{ec}=5.54\text{KN/m}^2$

Tableau II.2: Valeur de la Charge permanente  $G_{ec}$  du plancher étage courant.

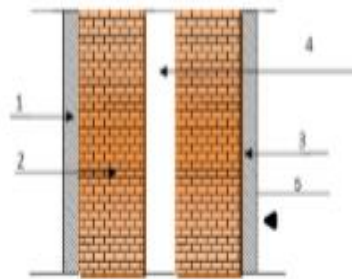
• **Balcon :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	22.00	0.02	0.44
02	Mortier de pose	22.00	0.02	0.44
03	Couche de sable	18	0.03	0.54
04	Dalle pleine en béton armé	25.00	0.15	3.75
05	Isolation thermique	04.00	0.05	0.20
06	Enduit plâtre	12.00	0.02	0.24
				$G_c=5.61 \text{ KN/m}^2$

**Tableau II.3 :** Valeur de la Charge permanente de la dalle pleine.

• **Maçonnerie**

✓ **Mur extérieur :**



**Fig. II.4 :** Coupe verticale du mur extérieur

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Mortier de ciment	18.00	0.02	0.36
02	Brique creuse	09.00	0.10	0.90
003	Lame d'air	-	5	-
04	Brique creuse	09.00	0.10	0.90
05	Enduit plâtre	10.00	0.02	0.20
				$G_{Me}= 2.36\text{KN/m}^2$

**Tableau II.4 :** Valeur de la Charge de la maçonnerie (Mur extérieur).

✓ **Mur intérieur :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Enduit plâtre	10.00	0.02	0.20
02	Brique creuse	09.0	0.10	0.90
03	Enduit plâtre	10.00	0.02	0.20
				$G_{Mi}=1.30 \text{ KN/m}^2$

**Tableau II.5 :** Valeur de la Charge de la maçonnerie (Mur intérieur).

• L'acrotère

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

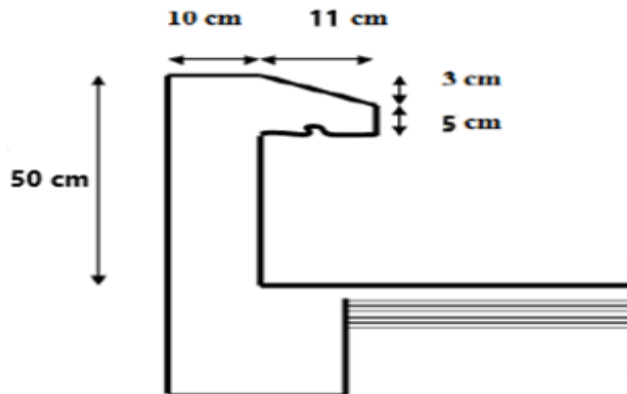


Fig.II.5 : Coupe verticale du mur extérieur

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre :  $G = \rho \times S \times 1m$  Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton =  $25KN/m^3$ .

S: Section transversale de l'acrotère.

$$G = [(0.5 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.11}{2}) + (0.05 \times 0.11)] \times 25 \times 1m$$

$G = 1.428KN /ml.$

**b) Charges d'exploitation**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit

Désignations	Surcharges d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant : à usage d'habitation	1.50
Plancher du sous-sol	1.50
Balcons	3.50
Escaliers	2.50
Acrotère	1.00

Tableau II.6 : surcharges d'exploitation

**B) Descente des charges pour les poteaux :**

La descente des charges s'effectue pour un poteau choisi en fonction de la surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

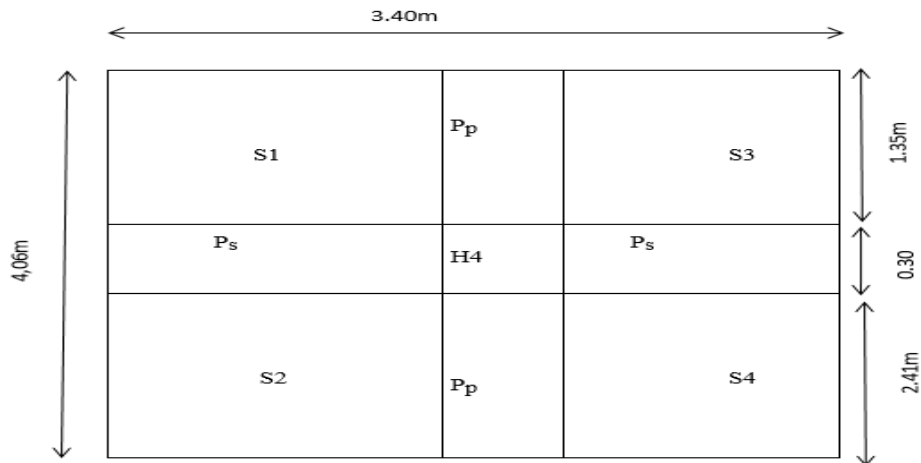
**Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :**

**Surface d'influence :**

Selon l'exigence de RPA qui minimise la section des poteaux a **(30x30) cm<sup>2</sup>**. On démarre avec cette section donnée par le règlement.

**Note :** On va s'intéresser lors de la descente de charge aux poteaux, sans prendre en considération la présence des voiles.

**a) Surface d'influence :**



**Fig.II.6 : Surface d'influence de poteau le plus sollicité H3**

**Calcul des surfaces :**

$$S_1 = 1.70 \times 1.35 = 2.29 \text{m}^2$$

$$S_2 = 1.70 \times 2.41 = 4.10 \text{m}^2$$

$$S_3 = 1.45 \times 1.35 = 1.96 \text{m}^2$$

$$S_4 = 1.45 \times 2.41 = 3.49 \text{m}^2$$

**Section brute:**

$$S_{brute} = 3.40 \times 4.06 = 14 \text{m}^2$$

**Section nette :**

$$S_{nette} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{nette} = 11.84 \text{m}^2$$

**b) Poids revenant à chaque élément :**

Poids du plancher **P = G x S<sub>t</sub>**

- **Plancher terrasse**

$$P = 5.85 \times 14 = 81.9 \text{KN}$$

- **Plancher d'étage courant :**

$$P = 5.54 \times 14 = 77.56 \text{KN.}$$

➤ **Poids revenant à chaque poutre :**

$$p = \rho \times S_t \times h$$

• **Poutres principales :**

$$P = 25 \times (0.30 \times 0.40) \times 3.15 = 9.45 \text{ KN.}$$

• **Poutres secondaires :**

$$P = 25 \times (0.25 \times 0.35) \times 3.76 = 8.22 \text{ KN.}$$

➤ **Le poids total des poutres :**

$$P_{\text{tot}} = p_{pp} + p_{ps} = 9.45 + 8.22 = 17.67 \text{ KN.}$$

• **Poids propre des poteaux :**

→ **Poids de poteaux de l'étage courant et du RDC et sous-sol :**

$$P = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN}$$

**c) Surcharge d'exploitation :**

**Plancher terrasse :**  $Q_0 = 1.00 \times 14 = 14 \text{ KN}$

**Plancher d'étage courant :**  $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_6 = 1.50 \times 14 = 21 \text{ KN}$

**Plancher sous-sol :**  $Q_7 = 1.5 \times 14 = 21 \text{ kN}$

**C) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanété du chargement sur tous les planchers. Cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux (plus de 5 niveaux), bâtiments à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

✓ La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

Tell que :

$Q_0$  : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : Surcharge d'exploitation de l'étage i.

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

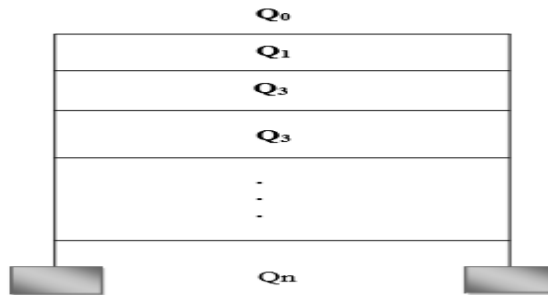
$Q_n$  : Surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression de surcharges.

NIV	6	05	04	03	02	01	RDC	Sous-sol
Coef	1.00	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71

**Tableau II.7 :** Coefficients de dégression de surcharge.

**Remarque :**

Si des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux ces derniers ne sont pas comptés dans le nombre d'étage pour lesquels intervient la loi de dégression et leurs charges sont incluses intégralement. Dans cette étude, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages.



**Figure II.7 :** valeurs de coefficient dégression ( $\frac{3+n}{2n}$ ).

Q : Charge d'exploitation :

Sous terrasse..... $Q_0$ .

Sous dernier étage..... $Q_0+Q_1$ (étage1).

Sous étage immédiatement inférieur :

$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$  ;

$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$  ;

$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$  ;

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

Avec :

n: nombre d'étage.

$Q_0$  : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, .....n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

▪ **Les surcharges cumulées :**

Niveau 06 :  $Q_0 = 14\text{KN}$ .

Niveau 05 :  $Q_1 = Q_0+Q_1 = 14+21= 35\text{KN}$ .

Niveau 04 :  $Q_2 = Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) = 14+0.95 (2 \times 21) = 53.9\text{KN}$ .

Niveau 03 :  $Q_3 = Q_0+ 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14+ 0.90 (21 \times 3) = 70.70\text{KN}$ .

Niveau 02 :  $Q_4 = Q_0+ 0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 14+0.85(21 \times 4) = 85.40\text{KN}$ .

Niveau 01 :  $Q_5 = Q_0+ 0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 14+0.80(21 \times 5) = 98\text{KN}$ .

Niveau RDC :  $Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14 + 0.75(21 \times 6) = 108.5 \text{KN}$ .

Niveau sous-sol :  $Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14 + 0.71 (21 \times 7) = 118.37 \text{N}$ .

- Récapitulatif de la descente des charges : Avec  $\sigma_{bc} = 0,75 \text{KN/cm}^2$ .

Niveau	Charge permanentes KN					Charge d'exploitation KN		Efforts normaux $N = G_{cum} + Q_{cum}$	Section des poteaux $\text{cm}^2$	
	$G_{\text{plancher}}$	$G_{\text{poutre}}$	$G_{\text{poteau}}$	$G_{\text{total}}$	$G_{\text{cum}}$	$Q_{\text{plancher}}$	$Q_{\text{cum}}$		$S \geq \frac{N}{0.3 \times f_c \times 28}$	S adoptée
06	81.90	17.67	0	99.57	99.57	14	14	113.57	151.43	40x40
05	77.56	17.67	6.88	102.11	201.68	21	35	236.68	315.57	40x40
04	77.56	17.67	6.88	102.11	303.79	21	56	359.79	479.72	40x40
03	77.56	17.67	6.88	102.11	405.90	21	77	482.90	643.87	40x40
02	77.56	17.67	6.88	102.11	508.01	21	98	606.01	808.01	45x45
01	77.56	17.67	6.88	102.11	610.12	21	119	729.12	972.16	45x45
RDC	77.56	17.67	6.88	102.11	712.23	21	140	852.23	1136.31	50x50
Sous-sol	77.56	17.67	6.88	102.11	814.34	21	161	975.34	1300.45	50x50

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge.

**Conclusion :**

Les sections des poteaux adoptées sont :

Sous-sol, RDC : **(50x50)  $\text{cm}^2$**

1 étage ,2<sup>eme</sup> étage : **(45x45)  $\text{cm}^2$**

3<sup>eme</sup> étage ; 4<sup>eme</sup> étages ; 5<sup>eme</sup> étage : **(40 x 40)  $\text{cm}^2$** .

**D) Vérification relative aux coffrages :**

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003)

$$\begin{cases} \text{Min } (b, h) \geq 30 \text{cm} \\ \text{Min } (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases} \quad \text{Avec } h_e : \text{ la hauteur de poteau.}$$

Condition exigée par RPA	Poteaux	Valeurs calculée	Vérifications
$\text{Min}(b,h) \geq 30 \text{ cm.}$ $\text{Min}(b,h) \geq \frac{he}{20}.$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Sous sol RDC <b>(50x50)</b>	$\text{Min}(b, h) = 50\text{cm}$ $50\text{cm} \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
	1 <sup>ER</sup> et 2 <sup>eme</sup> <b>(45x45)</b>	$\text{Min}(b, h) = 45\text{cm}$ $45\text{cm} \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{45}{45} \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
	3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> <b>(40x40)</b>	$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm}$ $40\text{cm} \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée

**Tableau II.9 :** Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

**Conclusion :** Les valeurs des sections des poteaux sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003.**

**E) Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7. 4 .1du RPA99)**

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l’élancement  $\lambda$  des poteaux :

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

Avec :

$L_f$  : longueur de flambement,  $L_f = 0,7 l_0$  tel que  $l_0$  : portée réelle du poteau (Hauteur libre).

$i$  : rayon de gyration  $\rightarrow i = \sqrt{\frac{1}{s}} i .$

$I$  : moment d’inertie du poteau  $I_{xx} = \frac{b h^3}{12}$  ;  $I_{yy} = \frac{b^3 h}{12}$

$S$  : section transversale du poteau (b x h)

D’où :  $\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{i_{yy}}{s}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} = 2.42 \frac{L_0}{h}$

➤ **Poteau de Sous-sol, RDC : (50x50) cm<sup>2</sup> ; l<sub>0</sub> = 3.06cm :**

$2.42 \frac{306}{50} = 14.81 \leq 50 \rightarrow$  **vérifiée**

➤ **1<sup>er</sup> ; 2<sup>eme</sup> (45x45) cm<sup>2</sup>, l<sub>0</sub> = 3.06cm:**

$2.42 \frac{306}{45} = 16.45 \leq 50 \rightarrow$  **vérifiée.**

➤ 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup>: (40x40) cm<sup>2</sup>  $l_0 = 3.06\text{cm}$

$$\lambda = 2.42 \frac{306}{40} = 18.51 \leq 50 \rightarrow \text{vérifiée}$$

- Toutes les valeurs de  $\lambda$  sont inférieures à 50, alors il n'y a aucun risque de flambement.

#### II.2.4) Pré dimensionnement des voiles:(Art7.7.1/RPA99version2003) :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. D'après le RPA 99 version 2003, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité aux extrémités, L'épaisseur minimale est de **15 cm**.

$$e \geq \max(e_{\min}, \frac{he}{20})$$

$$h_e = h - e_t$$

Avec :

**h<sub>e</sub>** : hauteur d'étage.

**e** : épaisseur d'un voile.

**L** : portée min du voile.

**e<sub>t</sub>** : épaisseur de la dalle.

- **Pour le Sous-sol, RDC, étages courants** :  $h=306\text{cm}$ .

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}.$$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{cm} \rightarrow e \geq \max(15, 14.3) = 15\text{cm}.$$

On adopte une épaisseur : **e= 15cm** pour toute la construction.

- **Largeur des voiles** :

Les voiles de contreventement doivent satisfaire la condition suivante :  **$L_{\min} \geq 4e$**

Avec :

**L<sub>min</sub>** : la portée min des voiles

**e** : l'épaisseur du voiles pour le sous-sol, RDC et les étage courants  $e=15\text{cm}$ .

$$L_{\min} \geq 4 \times 15 \rightarrow L_{\min} \geq 60 \text{ cm}.$$

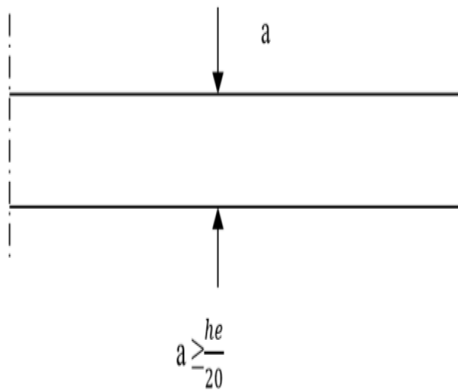


Fig. II.8 : coupes de voiles en plan.

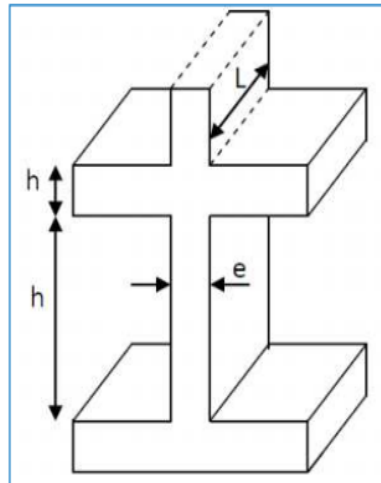


Figure II.9: Coupe transversale d'un voile

**Conclusion :**

Pré dimensionnement des planchers :  $h_t = 20\text{cm}$ .

Pré dimensionnement dalles pleines :  $D_p = 15\text{cm}$ .

Pré dimensionnement des poutres :

→ Poutres principal : ( **30X 40** )  $\text{cm}^2$ .

→ Poutres secondaire : ( **25x35** )  $\text{cm}^2$ .

Pré dimensionnement des voiles :  $e = 15\text{cm}$ .

Pré dimensionnement des poteaux :

→ Sous-sol RDC : ( **50x50** )  $\text{cm}^2$ .)

→ étage 1<sup>er</sup> ; et 2<sup>eme</sup> : ( **45x45** )  $\text{cm}^2$ .

→ 3<sup>eme</sup> ; 4<sup>eme</sup> ; 5<sup>eme</sup> étages : ( **40 x 40** )  $\text{cm}^2$ .

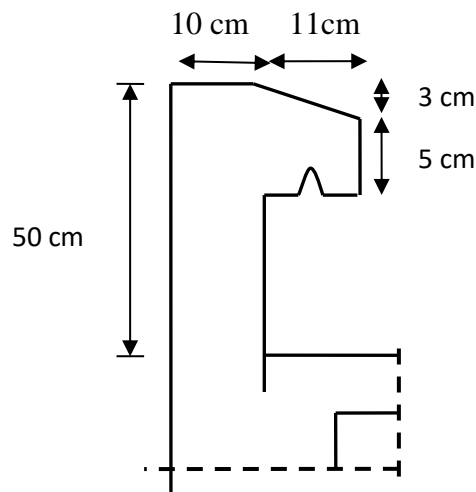
# Chapitre III : Calculs des éléments

➤ **Introduction :**

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour des éléments non structuraux secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA.

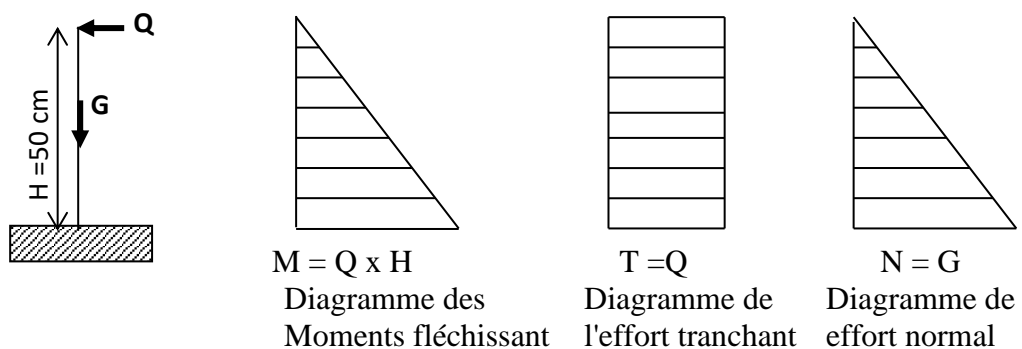
**III.A Acrotère :**

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire (1 m).



**Fig. III.A.1 : Coupe verticale de l'acrotère.**

**Schémas statiques de calcul :**



**Fig. III.A.2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts.**

**III.A.1 Calcul des sollicitations :**

- Effort normal dû au poids propre de la section d'encastrement :

$$G = S \times \rho = [(0,5 \times 0,1) + (0,05 \times 0,11) + ((0,03 \times 0,11)/2)] \times 25 = 1,428 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,428 \text{ KN/ml.}$$

- $\rho$  : masse volumique de béton. (25KN/m<sup>3</sup>)

- S : section transversale de l'acrotère.
- Q : effort horizontal dû à la main courante.

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

Effort normal dû au poids propre :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,428 \text{ KN.}$

Effort tranchant :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement M dû à Q :  $M = Q \times h = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m.}$

### III.A.2 Combinaison de charges :

- **A l'ELU** : la combinaison de charges est :  $1,35 G + 1,50 Q$
- Effort normal de compression dû à G :  $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,428 = 1,928 \text{ KN.}$
  - Moment de renversement dû à Q :  $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m.}$
  - Effort tranchant T :  $T_u = 1,50 Q = 1,50 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$
- **A l'ELS** : la combinaison de charges est :  $G + Q$
- Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,428 \text{ KN.}$
  - Moment de renversement :  $M_s = 0,5 \text{ KN.m.}$
  - Effort tranchant T :  $T_s = Q = 1 \text{ KN.}$

### III.A.3 Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section (b x h) cm<sup>2</sup> soumise à un effort normal (N) et un moment de renversement (M).

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

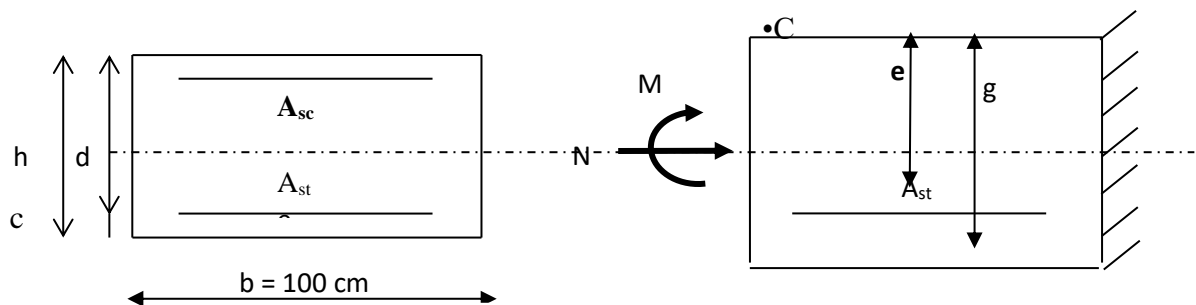


Fig.III. A.3 Schéma de calcul de

$$b=100\text{cm}; c=2\text{cm}; h=8\text{cm}; d=6\text{cm}; F_e=400 \text{ MPa}; \gamma_s=1,15; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

b : longueur unitaire qui est égale à 1m.

c : centre de pression.

h : hauteur de la section.

d = h - c : est hauteur utile.

e : excentricité.

g : la distance entre le centre de pression C et le centre de gravité des armatures tendues.

## ❖ Calcul de l'excentricité :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,928} = 0,39\text{m} = 39\text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c = \frac{0,8}{2} - 0,02 = 0,38\text{m} = 38\text{cm} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Donc : } e_u = 39\text{cm} > a = 38\text{cm}$$

**a** : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal  $N$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ).

## ❖ Calcul d'armatures en flexion simple :

## ✓ Moment fictif :

$$g = e_u + h/2 - c = 39 + \frac{8}{2} - 2 = 41\text{cm} = 0,41\text{ m}$$

$$M_f = N_u \times g = 1,928 \times 0,41 = 0,790\text{ KN.m}$$

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

✓ Moment réduit  $\mu_b$ :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = 14,2\text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{0,790 \times 10^6}{1000 \times 60^2 \times 14,2} = 0,016$$

$$\mu_b < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

**Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0\text{ cm}^2$ )**

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

**D'où les armatures nécessaires en flexion simple :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,790 \times 10^6}{0,992 \times 60 \times 348} = 38,14\text{mm}^2 = 0,381\text{cm}^2$$

$$A_{stf} = 0,381\text{ cm}^2.$$

## ❖ Calcul d'armatures réelles en flexion composée :

$$A_f = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,381 \times 10^2 - \frac{1,928 \times 10^3}{348} = 32,56\text{ mm}^2.$$

$$A_{st} = 0,326\text{ cm}^2.$$

**III.A.5 Vérification à l'ELU :**

La vérification de la condition de non fragilité du béton [Art.A.4.2.1/BAEL91 modifié 99]. Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première

fissuration de la section droite d'armature. Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :

$AS \geq A_{min}$ .

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right]$$

**Avec :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5 \times 10^2}{1.428} = 35.01 \text{ cm}$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 6 \times 2.1}{400} \times \left[ \frac{35.01 - (0.455 \times 6)}{35.01 - (0.185 \times 6)} \right]$$

$$A_{min} = 0.689 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.689 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.326 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{la section n'est pas vérifiée}$$

**Conclusion :**

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A_s = A_{min} = 0,689 \text{ cm}^2$$

Soit :

$A_s = 5\text{HA}6/\text{ml} = 1,413 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , Comme les acies HA6 ne sont pas disponible sur le marché on prend :  $A_s = 5\text{HA}8 / \text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec un espacement  $St = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA8/ml** = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St = 50 / 30 = 16.67 \text{ cm}$ .

Soit : **St = 20cm**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1.1)**

On doit vérifier la condition :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

On a :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$

Avec :  $\tau_u$ : contrainte de cisaillement.

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 60} = 0,025 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 0,025 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement le béton seul peut reprendre cet effort, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91) :**

On doit vérifier la condition :  $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum U_i}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

$U_i$  : Périmètre utile des barres.

$$\sum u_i = 4\pi\theta = 4 \times \pi \times 1 = 12,56\text{cm}$$

$\emptyset$  : c'est le diamètre des barres.

$n$  : Le nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 60 \times 12,56 \times 10} = 0,221\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa} > 0,221\text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales :  $S_t = 20\text{cm} < \min(3h ; 33\text{ cm}) = 30\text{cm}$  **condition vérifiée**

Armatures de répartition  $S_t = 20\text{ cm} < \min(4h ; 45\text{ cm}) = 40\text{ cm}$  **condition vérifiée**

➤ **Vérification de l'ancrage des barres :**

La longueur du scellement droit est donnée par :  $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa.}$$

**A.N :** 
$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22\text{ cm}$$

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

**III.A.6 vérification des contraintes à l'ELS :**

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

➤ **Dans l'acier :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 0,6f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(200; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

On prend :  $\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA  $\emptyset \geq 6\text{ mm}$ ), FeE400.

$$\sigma_{St} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \text{Max} [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \right\}$$

$$= \min \left\{ 266,66 ; \text{Max} (200 ; 201,63) \right\} = 201,63 \text{MPa}$$

$$\text{On a : } \sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 6} = 0,418$$

$$\rho = 0,418 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,901 \quad \rightarrow \quad k_1 = 35,50$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,5 \times 10^6}{0,901 \times 60 \times 2,5 \times 100} = 36,85 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{36,85}{35,50} = 1,04 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III.A.7 vérification au séisme :

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale  $F_p$ , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge  $Q$  donnée. [Art.6.2, 3/RPA99 version 2003].

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

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à **0,3** (zone III, groupe 2).

**C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,3**

**G** : poids de l'acrotère, égal à **1,962 KN/ml**

$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,3 \times 1,962 = 0,511 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Note :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force  $F_p$

### Conclusion :

Le ferrailage sera fait avec la section minimale (la section la plus défavorable)

- Armatures principales : **5HA 8 /ml avec un espacement de 20 cm.**

- Armatures de répartition : **4HA 8/ml avec un espacement de 20cm.**

### III-B Etudes des planchers :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant la petite portée. Des dalles pleines seront prévues pour les balcons plancher.

Les poutrelles sont d'une section en T, distantes de 65cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16 cm.

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

#### III.B.1- Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520,  $\Phi \leq 6$  mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)**.

- **20 cm** pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- **33 cm** pour les barres parallèles aux poutrelles.

##### 1) armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

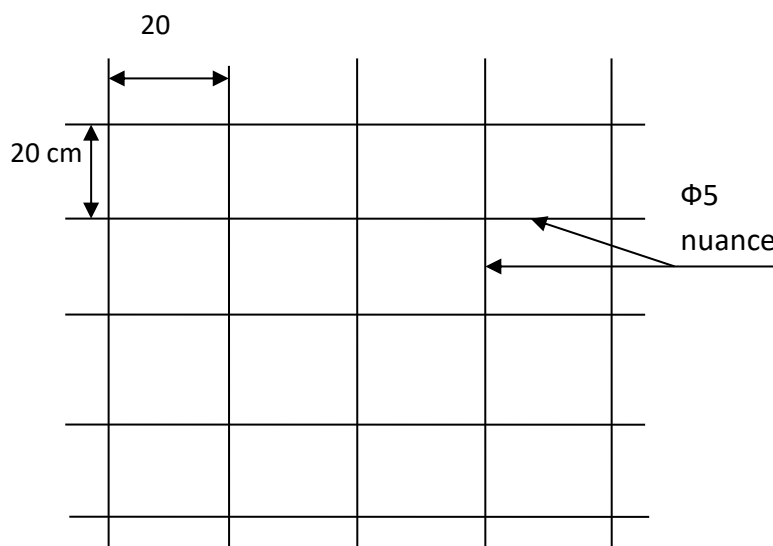
l : entre axe des poutrelles

On optera pour 5T5=0.98 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 20$  cm

##### 2) armatures parallèles des poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5T5=0.98 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 20$  cm



FigIII.B.1 Treillis soudé

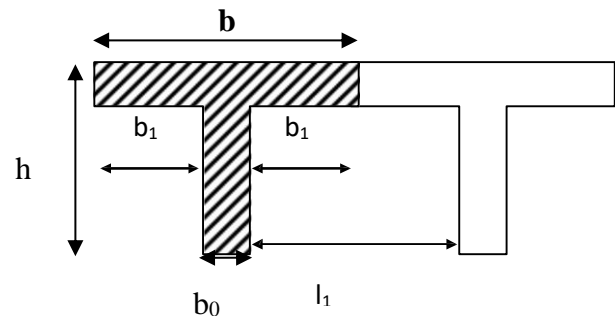
### III.B.2 Etude de la poutrelle :

#### A) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- Détermination de la largeur « b » se fait à partir des conditions suivantes : D'après (BAEL91/Art A.4.1.4)

$$b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2}$$



FigIII.B.2 : Coupe transversale de la poutrelle

Avec :

**l** : distance entre axe des poutrelles **l<sub>1</sub>=65cm**;

**l<sub>1</sub>** : portée de la plus grande travée telle que **l = 369-30=339 cm** (la travée la plus sollicitée) ;

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

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

**b<sub>1</sub>** : la largeur de l'hourdis ;

$$b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm.}$$

On prend : **b<sub>1</sub> = 26.50 cm.**

**b** : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

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

$$\mathbf{b = 65cm.}$$

**h** : hauteur de la section avec :

$$\mathbf{h_t=20cm}$$

#### B) Calcul de la poutrelle :

Le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable (plancher RDC) c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Le calcul est généralement fait en deux étapes :

- 1) **Avant le coulage de la dalle de compression :** Dans ce cas, la poutrelle est considérée comme poutre appuyée sur deux extrémités, elle travaille en flexion et supporte son poids propre, le poids de corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

## a) Chargement :

## Poids propre de la poutrelle :

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

## ▪ Poids du corps creux :

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

## ▪ Poids total:

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

## ▪ Surcharge de l'ouvrier :

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

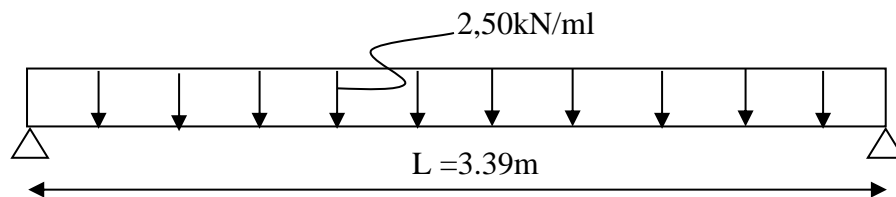
## b) Calcul à L'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ( $L = 369 - 30 = 339\text{m}$ ).

## • Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml.}$$



FigIII.B.3 : Schéma statique de la poutrelle.

## • Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2,5 \times \frac{(3.39)^2}{8} = 3.59 \text{ KN.m}$$

## • Calcul de l'effort tranchant :

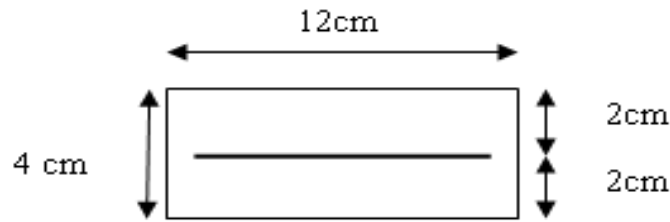
$$T = q_u \times \frac{L}{2} = 2,5 \times \frac{3.39}{2} = 4.24 \text{ KN}$$

## c) Calcul des armatures :

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

C : enrobage ( $c=2\text{cm}$ ).

$$f_{bu} = 14.2$$



FigIII.B.4 : surface revenant aux poutrelles.

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.59 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14,2} = 5.27$$

$\mu_b \gg \mu_L = 0,392 \rightarrow$  **La section est doublement armée.**

Vu la faible hauteur de la poutrelle il est impossible de placer les armatures de compression, on prévoit alors des étais intermédiaires pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de manière que les armatures de comprimées ne lui seront pas utiles. La distance entre les étais est généralement entre 80cm et 120 cm.

### 1) Après le coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis. elle travaille en flexion simple.

#### a) Poids des planchers repris par la poutrelle :

PLANCHERS	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	$5.85 \times 0.65 = 3.802$	$1 \times 0.65 = 0.650$
Plancher sous-sol, RDC, étage courant à usage habitation	$5.54 \times 0.65 = 3.601$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$

#### b) combinaisons de charges :

PLANCHERS	ELU (1.35G+1.5Q) (KN/ml)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Plancher terrasse	6.108	4.452
Plancher Sous-sol, RDC, étage courant à usage habitation	6.323	4.576

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicitée :

$$q_u = 6.323 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 4.576 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul du moment isostatique : (ELU ET ELS)**

$$M_{0u} = q_u \times \frac{L^2}{8} = 6.323 \times \frac{(3.39)^2}{8} = 9.08 \text{KN.m}$$

$$M_{0s} = q_s \times \frac{L^2}{8} = 4.576 \times \frac{(3.39)^2}{8} = 6.573 \text{KN.m}$$

**Remarque :** il n'y a pas de différence significative entre les chargements appliqués. Donc pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable.

### III.B.2 choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher à l'aide de l'une des méthodes usuelles qui sont :

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

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

#### a) Méthode forfaitaire :

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

**(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)**

- ✓ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$

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

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 2 \times 5.85 = 11.7 \text{ KN/m} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ✓ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.
- ✓ La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**  $\longrightarrow$  condition vérifiée
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d :

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

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d :

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

$$\frac{L1}{L2} = \frac{2.2}{3.2} = 0.68 ; \quad \frac{L2}{L3} = \frac{3.2}{3.69} = 0.86 ; \quad \frac{L3}{L4} = \frac{3.69}{3.48} = 1.06$$

$$\frac{L1}{L2} = \frac{3.48}{3.40}=1.02 ; \frac{L1}{L2} = \frac{3.40}{3.48}=0.97 ; \frac{L1}{L2} = \frac{3.48}{3.69}=0.94 ; \frac{L1}{L2} = \frac{3.69}{3.20}=1.15$$

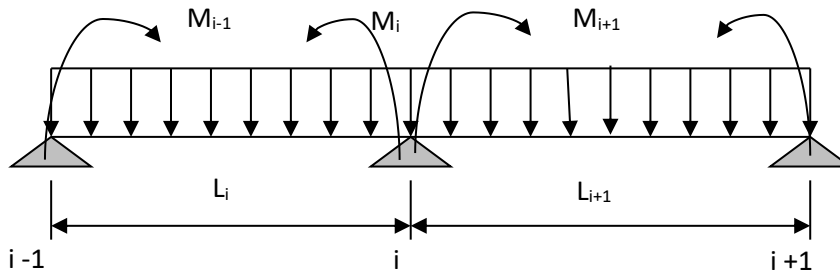
$$\frac{L1}{L2} = \frac{3.20}{2.20}=1.45$$

**Condition non vérifié.**

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, donc **la méthode forfaitaire non applicable.**

**b) Principe de la méthode trois moment :**

**c) Exposé de la méthode**

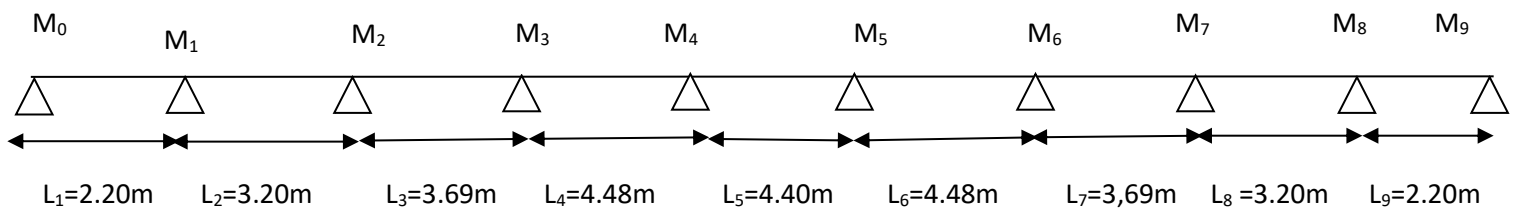


**d) Calcul a l'ELU :**

→ **Charge reprise par les poutrelles :**

$$q_u=6.323\text{KN /m.}$$

❖ **1<sup>ème</sup> cas : on a 10 appuis (axe2) :**



**1) Calcul des moments isostatique :**

**Rappel :**

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

• **Aux appuis :**

$$M_{i-1}.L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}(L_{i+1}) = - \left( \frac{q_i.l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}.l_{i+1}^3}{4} \right)$$

Avec :  $M_{i-1}$ ,  $M_i$ ,  $M_{i+1}$  : sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i », et « i+1 ».

$L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui « i »

$L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui « i »

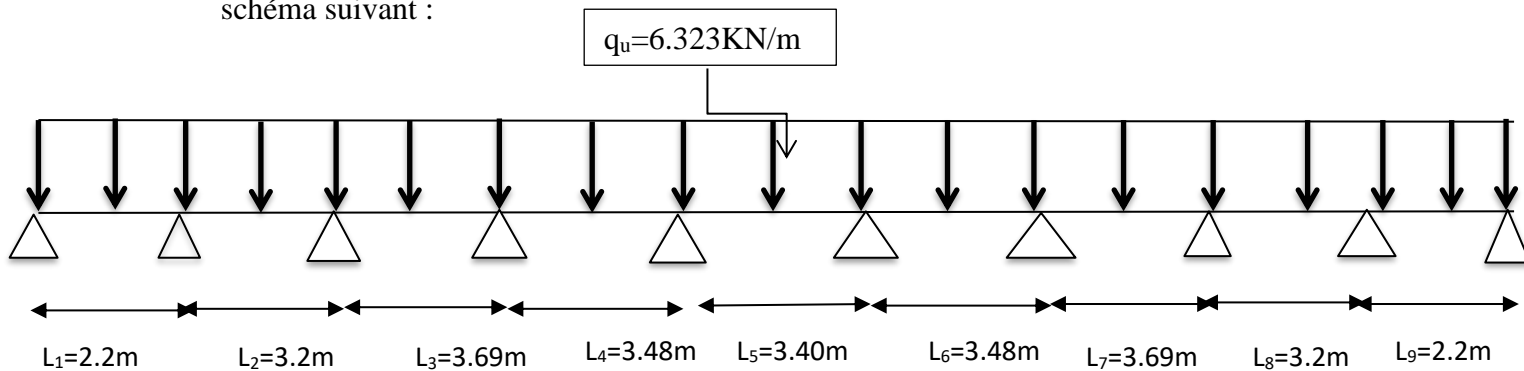
$P_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui « i »

$P_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui « i »

Dans notre structure on a 2 cas à étudier :

❖ 1<sup>er</sup> cas :

Cas à étudier : une poutre repose sur 10 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



2) Calcul les moments :

Application de la méthode des trois moments

• Calcul des moments aux appuis :

$$\text{Pour } i=1 : 2.2M_0 + 10.8M_1 + 3.2M_2 = -68.634 \text{-----(1)}$$

$$\text{Pour } i=2 : 3.2M_1 + 13.78M_2 + 3.69M_3 = -131.229 \text{-----(2)}$$

$$\text{Pour } i=3 : 3.69M_2 + 14.34M_3 + 4.8M_4 = -146.051 \text{-----(3)}$$

$$\text{Pour } i=4 : 3.48M_3 + 13.76M_4 + 3.40M_5 = -128.757 \text{-----(4)}$$

$$\text{Pour } i=5 : 3.4M_4 + 13.76M_5 + 3.48M_6 = -128.757 \text{-----(5)}$$

$$\text{Pour } i=6 : 3.48M_5 + 14.34M_6 + 3.69M_7 = -146.051 \text{-----(6)}$$

$$\text{Pour } i=7 : 3.69M_6 + 13.78M_7 + 3.2M_8 = -131.229 \text{-----(7)}$$

$$\text{Pour } i=8 : 3.2M_7 + 10.8M_8 + 2.2M_9 = -403.642 \text{-----(8)}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

• Aux appuis :

$$M_0 = M_9 = -1.530 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = M_8 = -4.054 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = -6.712 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = -6.980 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = -6.088 \text{ KN.m}$$

- **En travées :** Le moment en travée à distance  $x$  de l'appui «  $i$  » est donné par la relation suivante :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i} \quad \text{Tel que :} \quad \mu_{(x)} = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} = q \frac{x}{2} (L-x)$$

$X$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :  $x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_i}$

N° Travée	$L_i$ (m)	$L_i/2$ (m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$M_{i+1} - M_i$ (KN.m)	$q_u$ (KN/ml)	$q_u \times L_i$ (KN)	$X$ (m)	$\mu_{(x)}$	$M^{\max}$ (KN.m)
1-2	2.20	1.1	-1.53	-4.054	-2.524	6.323	13.91	0.919	3.72	1.137
2-3	3.20	1.6	-4.054	-6.712	-2.658	6.323	20.23	1.469	8.04	2.765
3-4	3.69	1.84	-6.712	-6.980	-0.268	6.323	23.33	1.834	10.76	3.917
4-5	3.48	1.74	-6.980	-6.088	0.892	6.323	22.00	1.781	9.57	3.044
5-6	3.40	1.70	-6.088	-6.088	0	6.323	21.50	1.700	9.13	3.050
6-7	3.48	1.74	-6.088	-6.980	-0.892	6.323	22.00	1.699	9.57	3.044
7-8	3.69	1.84	-6.980	-6.712	0.268	6.323	23.33	1.856	10.76	3.917
8-9	3.20	1.6	-6.712	-4.054	2.658	6.323	20.33	1.731	8.04	2.765
9-10	2.2	1.1	-4.054	-1.53	2.524	6.323	13.91	1.281	3.72	1.137

**Tableau III.B.1 :** Calcul des moments en travées.

**Remarque :**

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

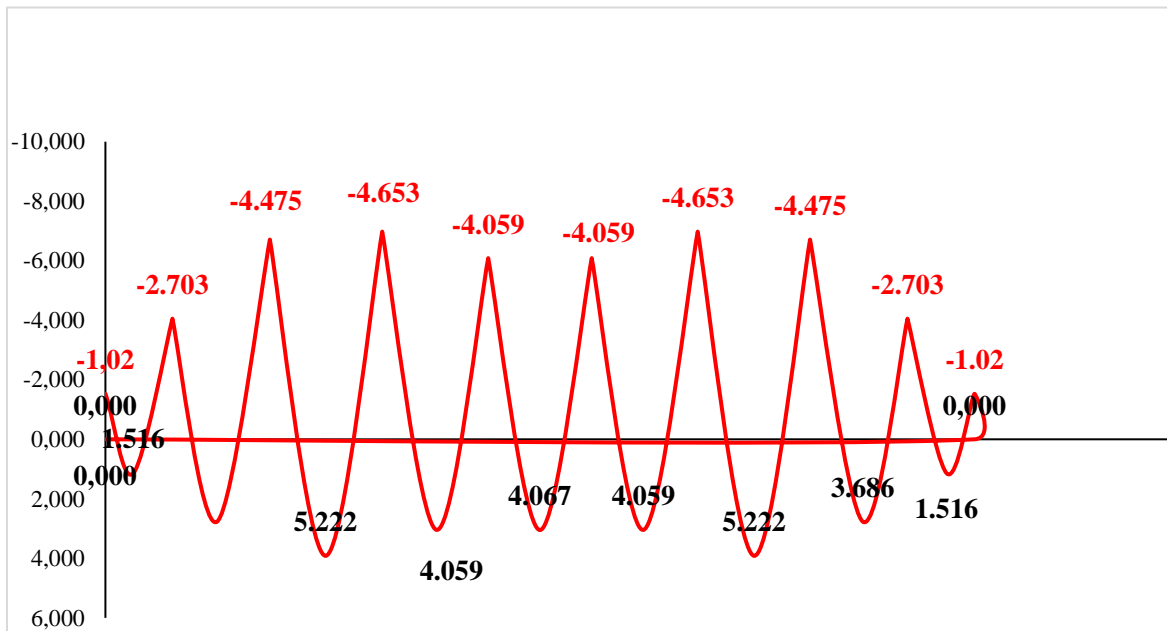
**-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.**

**-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.**

On aura donc :

Travée	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)
1	-1.02	-2.703	1.516
2	-2,703	-4.475	3.686
3	-4.475	-4.653	5.222
4	-4.653	-4.059	4.059
5	-4.059	-4.059	4.067
6	-4.059	-4.653	4.059
7	-4.653	-4.475	5.222
8	-4.475	-2.702	3.686
9	-2.702	-1.02	1.516

Tableau III.B.2 : Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées.



FigIII.B.5 : Diagramme des moments fléchissant (kN.m)

3) Les efforts tranchants :

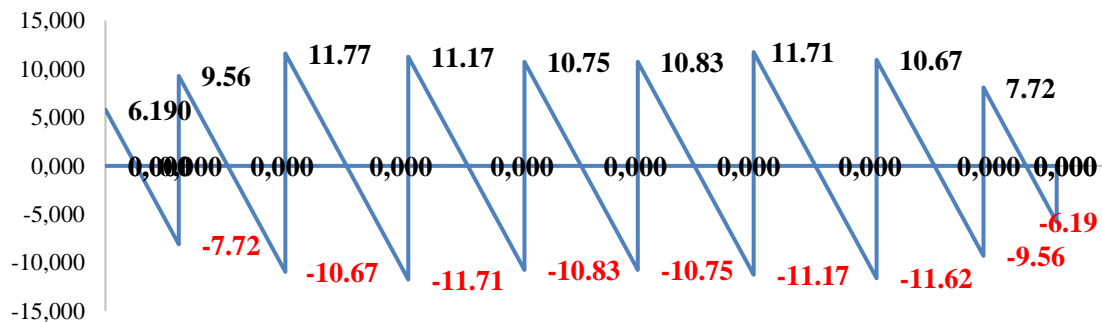
- Calcul des efforts tranchants

Au niveau d'un appui « i »,  $T(x) = \frac{q Li}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{Li}$

Au niveau d'un appui « i+1 »,  $T(x) = -\frac{q Li}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{Li}$

N° Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	T <sub>i</sub> (x=0)	T <sub>i+1</sub> (x=L <sub>i</sub> )
1-2	2.20	6.323	-1.02	-2.703	6.190	-7.72
2-3	3.20	6.323	-2,703	-4.475	9.56	-10.67
3-4	3.69	6.323	-4.475	-4.653	11.77	-11.71
4-5	3.48	6.323	-4.653	-4.059	11.17	-10.83
5-6	3.40	6.323	-4.059	-4.059	10.75	-10.75
6-7	3.48	6.323	-4.059	-4.653	10.83	-11.17
7-8	3.69	6.323	-4.653	-4.475	11.71	-11.62
8-9	3.20	6.323	-4.475	-2.702	10.67	-9.56
9-10	2.2	6.323	-2.702	-1.02	7.72	-6.19

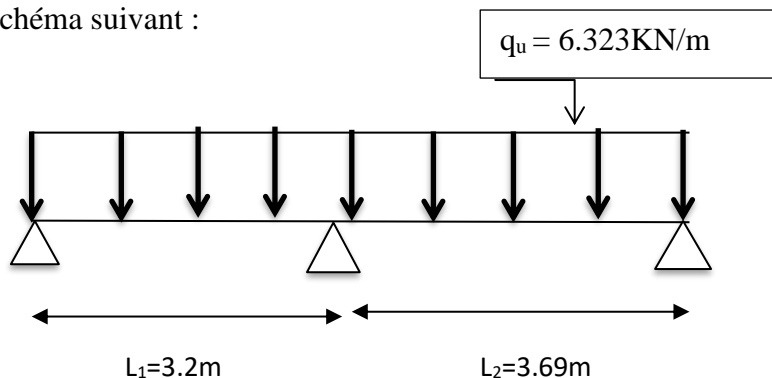
Tableau III.B.3 : Calcul des efforts tranchants.



FigIII.B.6 : Diagramme des efforts tranchants (kN).

➤ 2<sup>eme</sup> cas :

Cas à étudier : une poutre repose sur 3 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



1) Calcul les moments :

Application de la méthode des trois moments

- Calcul des moments aux appuis :

Pour  $i = 1 : 3.2M_0 + 13.78M_1 + 3.69M_2 = -131.229$ -----(1)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

- Aux appuis :

$M_0 = -3.238 \text{ KN.m}$

$M_1 = -7.618 \text{ KN.m}$

$M_2 = -4.305 \text{ KN.m}$

- En travées :

Le moment en travée à distance  $x$  de l'appui «  $i$  » est donné par la relation suivante :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i} \quad \text{Tel que :} \quad \mu_{(x)} = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} = q \frac{x}{2} (L-x)$$

$X$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_i}$$

N° Travée	$L_i$ (m)	$L_i/2$ (m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$M_{i+1} - M_i$ (KN.m)	$q_u$ (KN/ml)	$q_u \times L_i$ (KN)	$X$ (m)	$\mu_{(x)}$	$M^{\max}$ (KN.m)
1-2	3.20	1.6	-3.238	-4.305	-1.067	6.323	20.23	1.383	7.94	2.814
2-3	3.69	1.84	-7.618	-3.238	4.38	6.323	23.33	1.987	10.69	4.865

Tableau III.B.4: Calcul des moments en travées.

**Remarque :**

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

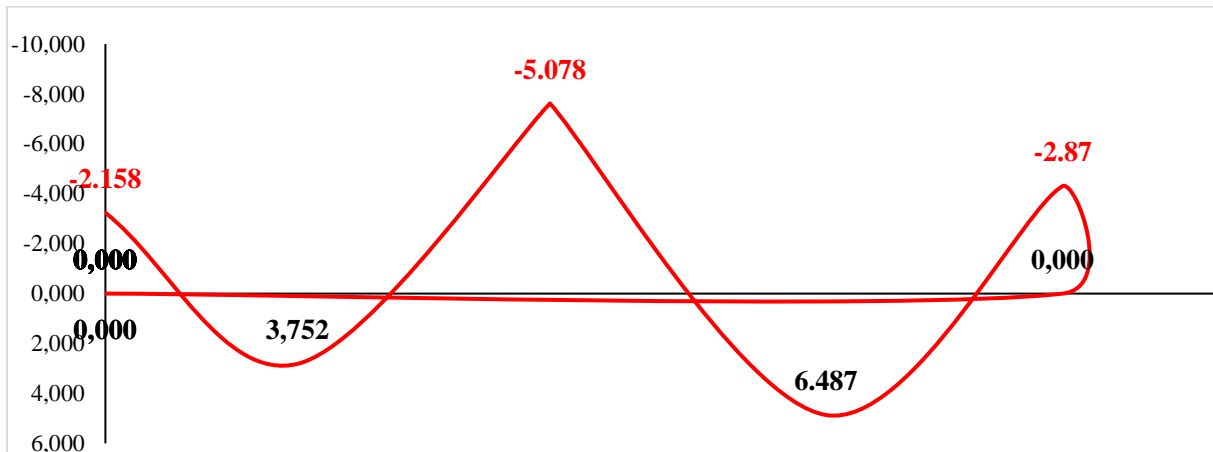
-**Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.**

-**Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.**

On aura donc :

Travée	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$M_{\max}$ (KN.m)
1	-2.158	-2.87	3.752
2	-5.078	-2.158	6.487

Tableau III.B.5 : Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées.



FigIII.B.7: Diagramme des moments fléchissant (kN.m)

2) les efforts tranchants :

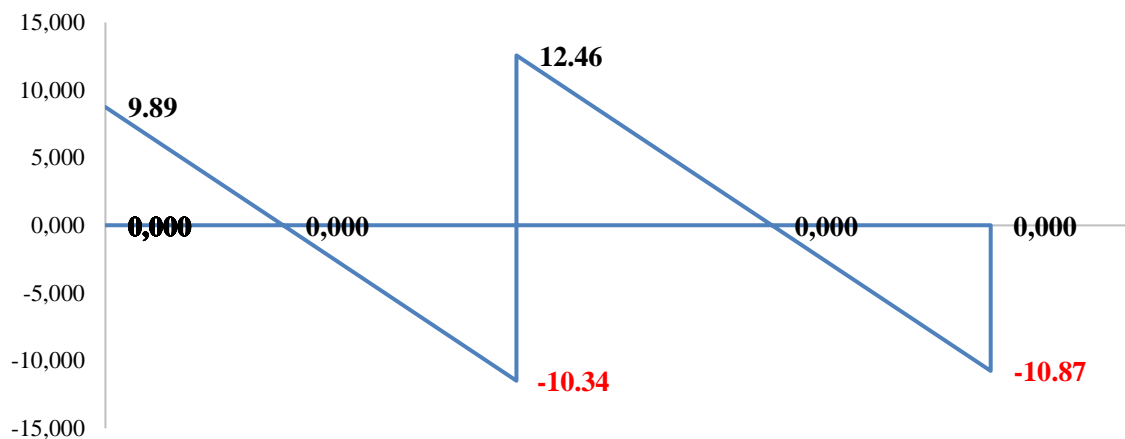
- Calcul des efforts tranchants

Au niveau d'un appui « i »,  $T(x) = \frac{q L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Au niveau d'un appui « i+1 »,  $T(x) = -\frac{q L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

N° Travée	L (m)	qu (KN/m)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	T <sub>i</sub> (x=0)	T <sub>i+1</sub> (x=L <sub>i</sub> )
1-2	3.20	6.323	-2.158	-2.87	9.89	-10.34
2-3	3.69	6.323	-5.078	-2.158	12.46	-10.87

Tableau III.B.6 : Calcul des efforts tranchants.



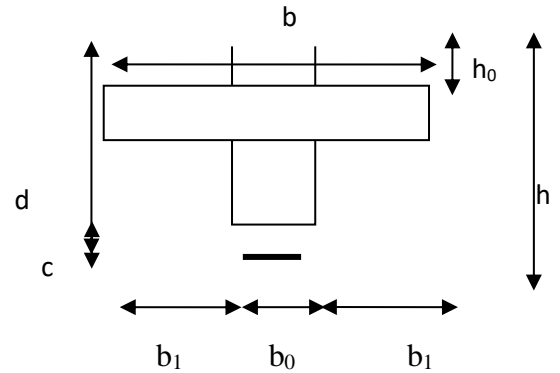
FigIII.B.8 : Diagramme des efforts tranchants (kN)

e) Ferrailage à l'ELU :

Les poutrelles seront calculées comme une section

en (Té) dont les caractéristiques géométriques suivantes :

- $b_1 = 26.5\text{cm}$  (La largeur de l'hourdis).
- $b = 65\text{cm}$  (largeur de la table de compression).
- $b_0 = 12\text{cm}$  (largeur de la nervure).
- $h = 20\text{cm}$  (hauteur total de plancher).
- $h_0 = 4\text{cm}$  (épaisseur de la table de compression).
- $c = 2\text{cm}$  (enrobage des armatures inférieures).
- $d = h - c = 18\text{cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieurs



Jusqu'à la fibre la plus comprimée).

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis.

$$M_t^{\max} = 6,487 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -4,653 \text{ KN.m}$$

$$T^{\max} = 12,46 \text{ KN}$$

1) Armature longitudinal :

- En travée :

Position de l'axe neutre (A.N) :

-Si :  $M_t^{\max} > M_0$  : (l'axe neutre est dans la nervure).

-Si :  $M_t^{\max} < M_0$  : (l'axe neutre est dans la table de compression).

$M_0$  : Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$M_t^{\max} = 6.487 \text{ KN.m} < M_0 = 59.07 \text{ KN.m} \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

La section en (Té) se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Avec :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.487}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.022 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA} (A_{sc}=0) \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.487 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.047 \text{ m}^2 \quad \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

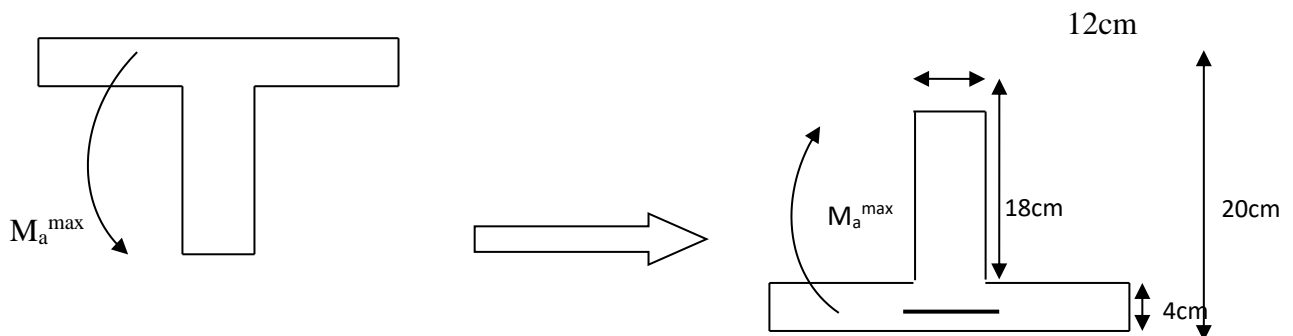
**Nous adopterons : 3HA10 = 2,35cm<sup>2</sup>**

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = - 4.653 \text{ KN.m}$$

-La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b<sub>0</sub> x h) = (12x20) cm<sup>2</sup>.

-Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures :



**FigIII.B.9 : Les moments aux niveaux des appuis.**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4.653 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.084$$

Donc :  $\mu = 0.084 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  section simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :

$$\mu = 0.084 \rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.653 \times 10^3}{0.956 \times 18 \times 348} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit : **A<sub>sa</sub> = 3HA10 = 2.35m<sup>2</sup>**

## 2) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art A.7.2.2) :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left( \frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b_0}{10} \right) \right\}$$

Avec :

- $\varphi_t$  : Diamètre des armatures transversal.
- $\varphi_1$  : Diamètre des armatures longitudinal.

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left( \frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \right\} \leq \min \{ (5.71; 10; 12) \} \Rightarrow \varphi_t = 5.71 \text{ mm}$$

$$\varphi_t = 0.57 \text{ cm}$$

On opte pour 1 étrier en  $\phi 8$  ; Donc :  $A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

**Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

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

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**f) Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = \left( \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

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

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2) Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } V_{u\max} = 1246. \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12,46 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,577 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5MPa \right\} \quad (\text{BAEL91. Art. A. 5. 2. 1, 211})$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5MPa \right\} = \min \{ 3.33 MPa ; 5MPa \} = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0.577 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 3) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} \quad ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des armatures

- En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times \pi \times 1 = 9.42cm$$

$$\tau_{se} = \frac{12.46 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.816MPa$$

$$\tau_{se} = 0.816MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

- En appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times \pi \times 1 = 9.42cm$$

$$\tau_{se} = \frac{12.46 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.816MPa$$

$$\tau_{se} = 0.816MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### 4) Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) :

Longueur de scellement ( $l_s$ ) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi S^2 f_{t28} ; \Phi = 10\text{mm}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi S^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Soit :  $l_s = 40 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 [Art. 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 mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4l_s$  pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4l_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Avec :

$l_s$  : longueur de scellement droit.

$L_c$  : longueur d'ancrage.

### 5) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad \text{Avec : } a = 0.9d$$

$$T_{max} = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 \times 10^{-3}$$

$$T_{max} = 129.6 \text{ KN}$$

- Au niveau des appuis de rive (BAEL 91 / Art. 5.1, 312) :

$$T_{max} = 11.77 \leq 129.6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

- Au niveau des appuis intermédiaires (BAEL 91 / Art. 5.1, 321) :

$$T_{max} = 12.46 \leq 129.6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

### 6) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

On doit vérifier que :

$$A \geq (T_{max} + \frac{M_{max}}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

➤ Appui de rive :

$M_{max} = -4.653 \text{ KN.m}$  et  $T_{max} = 11.77 \text{ KN}$

$$A = 0.26 \text{ cm}^2 \geq \left( 11.77 - \frac{4.653}{0.9 \times 0.18} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.487 \text{ m}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

➤ Appui intermédiaire :

$M_{max} = 6.487 \text{ KN.m}$  et  $T_{max} = 12.46 \text{ KN}$

$$A = 1.41 \text{ cm}^2 \geq \left( 12.46 - \frac{6.487}{0.9 \times 0.18} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.79 \text{ m}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

7) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL91/Art.A.5.1,322) :

On doit vérifier que :

$$\frac{2T_{max} f_{c28}}{f_e 0.9d} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 12.46 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 180} = 0.384 \leq \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \rightarrow \text{C.V}$$

g) Calcul à l'ELS :

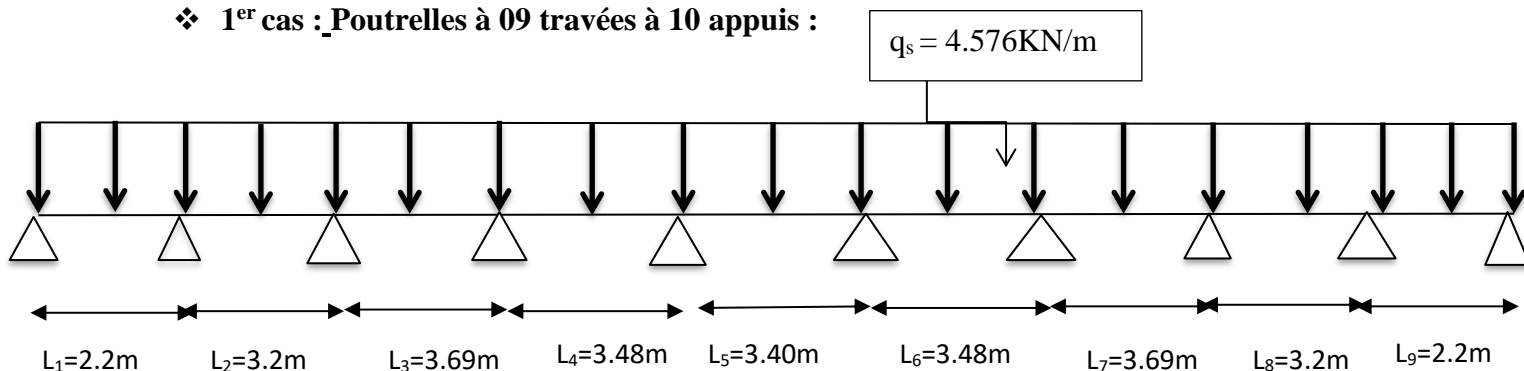
➤ Charge reprise par les poutrelles :

$$q_s = 4.576 \text{ KN/m}$$

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à cette charge  $q_u$ . Il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le rapport  $\frac{q_s}{q_u}$  pour obtenir les valeurs à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.576}{6.323} = 0.724$$

❖ 1<sup>er</sup> cas : Poutrelles à 09 travées à 10 appuis :



## 1) Calcul des moments :

Application de la méthode des trois moments :

## ➤ Calcul des moments :

$$\text{Pour } i=1 : 2.2M_0+10.8M_1+3.2M_2 = -49,664 \text{-----(1)}$$

$$\text{Pour } i=2 : 3.2M_1+13.78M_2+3.69M_3 = -94,957 \text{-----(2)}$$

$$\text{Pour } i=3 : 3.69M_2+14.34M_3+4,8M_4 = -105,682 \text{-----(3)}$$

$$\text{Pour } i=4 : 3.48M_3+13.76M_4+3.40M_5 = -93,169 \text{-----(4)}$$

$$\text{Pour } i=5 : 3.4M_4+13.76M_5+3.48M_6 = -93,169 \text{-----(5)}$$

$$\text{Pour } i=6 : 3.48M_5+14.34M_6+3.69M_7 = -105,682 \text{-----(6)}$$

$$\text{Pour } i=7 : 3.69M_6+13.78M_7+3.2M_8 = -94,957 \text{-----(7)}$$

$$\text{Pour } i=8 : 3.2M_7+10.8M_8+2.2M_0 = -49,664 \text{-----(8)}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

## • Aux appuis :

$$M_0 = M_9 = -1,107 \text{ KN.ml}$$

$$M_1 = M_8 = -2,934 \text{ KN.ml}$$

$$M_2 = M_7 = -4,857 \text{ KN.ml}$$

$$M_3 = M_6 = -5,051 \text{ KN.ml}$$

$$M_4 = M_5 = -4,405 \text{ KN.ml}$$

- **En travées :** Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i} \quad \text{Tel que :} \quad \mu_{(x)} = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} = q \frac{x}{2} (L-x)$$

X : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_i}$$

N° Travée	Li (m)	Li/2 (m)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> - M <sub>i</sub> (KN.m)	qs (KN/ml)	qs x L <sub>i</sub> (KN)	X (m)	μ <sub>(x)</sub>	M <sup>max</sup> (KN.m)
1-2	2.20	1.1	-1.107	-2.934	-1.827	4.576	10.07	0.919	2.693	0,823
2-3	3.20	1.6	-2.934	-4.857	-1.923	4.576	14.64	1.469	5.818	2,001
3-4	3.69	1.84	-4.857	-5.051	-0.194	4.576	16.88	1.834	4.706	2,834
4-5	3.48	1.74	-5.051	-4.405	0.646	4.576	15.92	1.781	6.923	2,202
5-6	3.40	1.70	-4.405	-4.405	0	4.576	15.56	1.700	6.612	2,207
6-7	3.48	1.74	-4.405	-5.051	-0.646	4.576	15.92	1.699	6.923	2,202
7-8	3.69	1.84	-5.051	-4.857	0.194	4.576	16.88	1.856	7.788	2,834
8-9	3.20	1.6	-4.857	-2.934	1.923	4.576	14.64	1.731	5.81	2,001
9-10	2.2	1.1	-2.934	-1.107	1.827	4.576	10.07	1.281	2.693	0,823

Tableau III.B.7: Calcul des moments en travées.

**Remarque :**

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

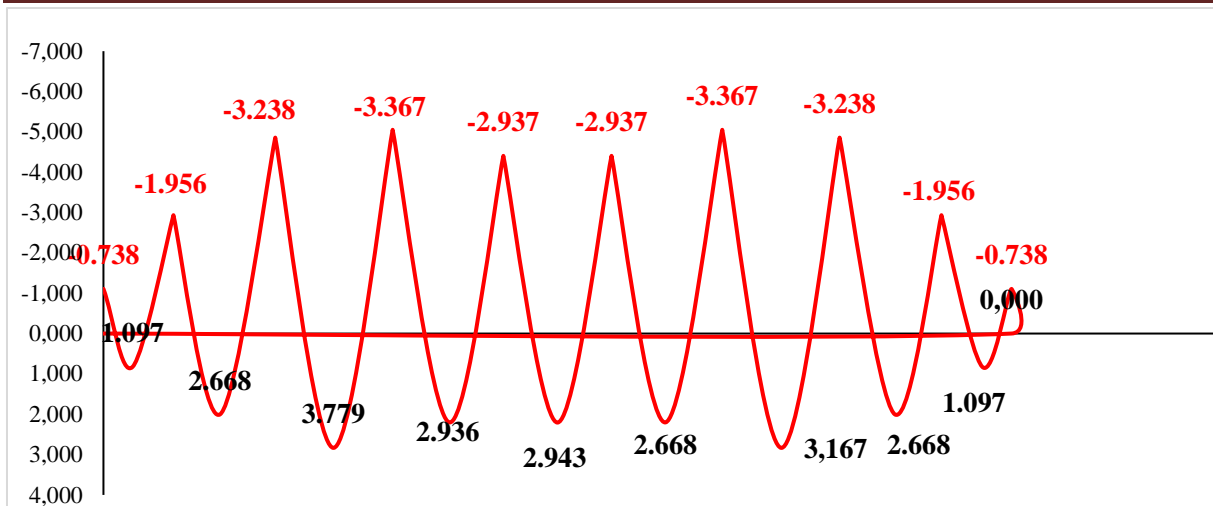
-**Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.**

-**Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.**

On aura donc :

Travée	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)
1	-0.738	-1.956	1.097
2	-1.956	-3.238	2.668
3	-3.238	-3.367	3.779
4	-3.367	-2.937	2.936
5	-2.937	-2.937	2.943
6	-2.937	-3.367	2.936
7	-3.367	-3.238	3.779
8	-3.238	-1.956	2.668
9	-1.956	-0.738	1.097

Tableau III.B.8 : Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées.



FigIII.B.10 : Diagramme des moments fléchissant (kN.m)

2) les efforts tranchants :

➤ Calcul des efforts tranchants

2) Les efforts tranchants :

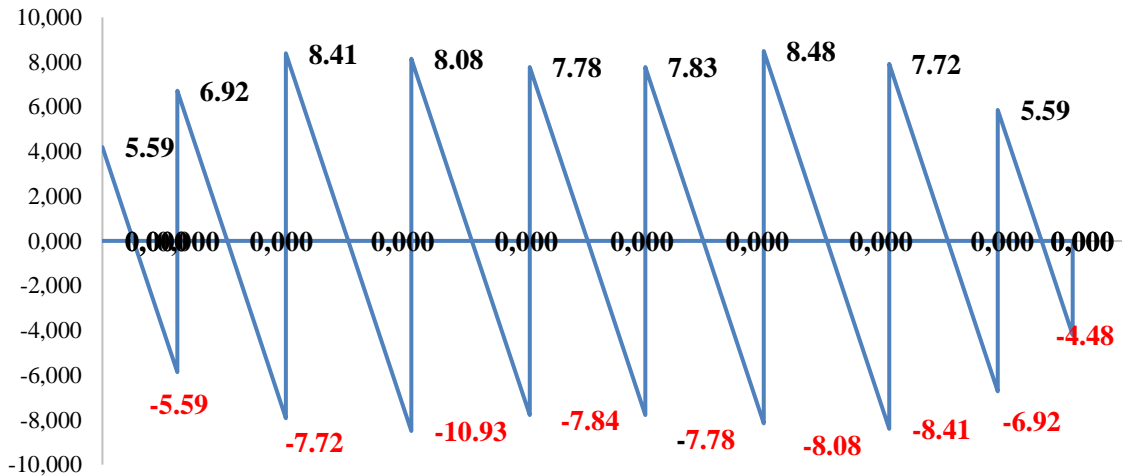
- Calcul des efforts tranchants

Au niveau d'un appui « i »,  $T(x) = \frac{q L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Au niveau d'un appui « i+1 »,  $T(x) = -\frac{q L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

N° Travée	L (m)	qs (KN/m)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	T <sub>i</sub> (x=0)	T <sub>i+1</sub> (x=L <sub>i</sub> )
1-2	2.20	4.576	-0.738	-1.956	5.59	-5.59
2-3	3.20	4.576	-1.956	-3.238	6.92	-7.72
3-4	3.69	4.576	-3.238	-3.367	8.41	-10.93
4-5	3.48	4.576	-3.367	-2.937	8.08	-7.84
5-6	3.40	4.576	-2.937	-2.937	7.78	-7.78
6-7	3.48	4.576	-2.937	-3.367	7.83	-8.08
7-8	3.69	4.576	-3.367	-3.238	8.48	-8.41
8-9	3.20	4.576	-3.238	-1.956	7.72	-6.92
9-10	2.2	4.576	-1.956	-0.738	5.59	-4.48

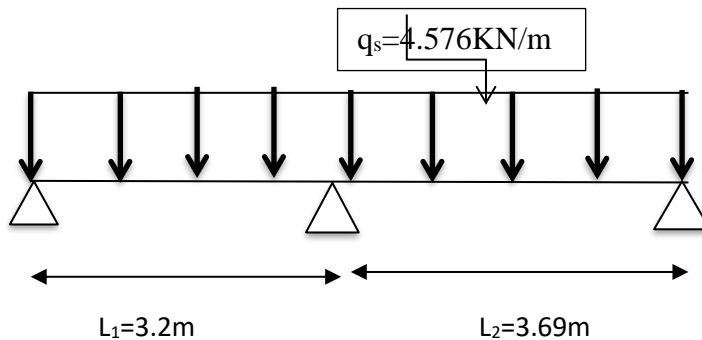
Tableau III.B.9 : Calcul des efforts tranchants.



FigIII.B.11 : Diagramme des efforts tranchants (KN)

❖ 2<sup>ème</sup> cas : Poutrelles à 02 travées à 3 appuis :

Poutrelles à quatre travées à 5 appuis :



1) Calcul les moments :

Application de la méthode des trois moments

- Calcul des moments aux appuis :

$$L'_{\text{appui 1}} : 3.2M_0 + 13.78M_1 + 3.69M_2 = -94,957 \text{-----(1)}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

- Aux appuis :

$$M_0 = -2,343 \text{ KN.ml}$$

$$M_1 = -5,513 \text{ KN.ml}$$

$$M_2 = -3,115 \text{ KN.ml}$$

- **En travées :**

Le moment en travée à distance  $x$  de l'appui «  $i$  » est donné par la relation suivante :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i} \quad \text{Tel que :} \quad \mu_{(x)} = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} = q \frac{x}{2} (L-x)$$

$X$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :  $x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_i}$

N° Travée	$L_i$ (m)	$L_i/2$ (m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$M_{i+1} - M_i$ (KN.m)	$qs$ (KN/ml)	$qs \times L_i$ (KN)	$X$ (m)	$\mu_{(x)}$	$M^{\max}$ (KN.m)
<b>1-2</b>	3.20	1.6	-2.343	-5.513	-3.17	4.576	14.64	1.383	5.75	2.036
<b>2-3</b>	3.69	1.84	-5.513	-3.115	2.40	4.576	16.88	1.987	7.74	3,520

**Tableau III.B.10:** Calcul des moments en travées.

**Remarque :**

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

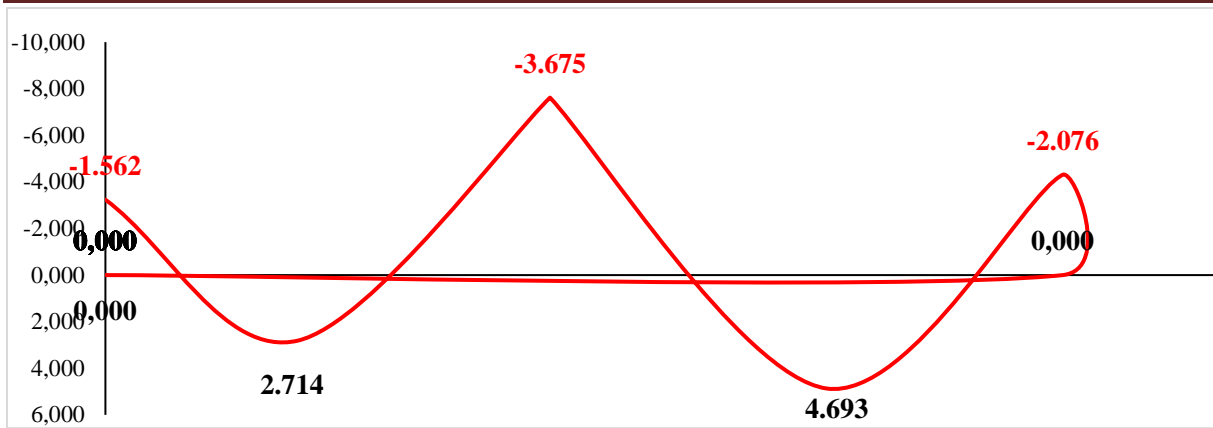
-**Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.**

-**Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.**

On aura donc :

Travée	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$M_{\max}$ (KN.m)
<b>1</b>	-1.562	-3.675	2.714
<b>2</b>	-3.675	-2.076	4.693

**Tableau III.B.11 :** Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées.



FigIII.B.12 : Diagramme des moments fléchissant (kN.m)

2) les efforts tranchants :

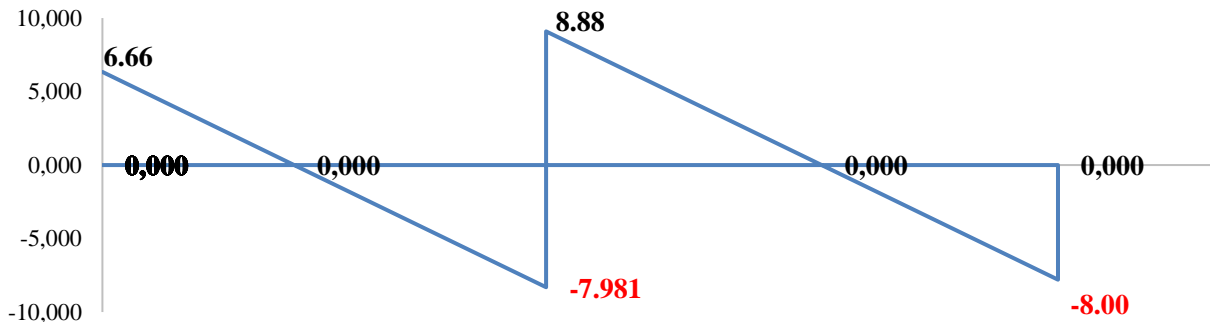
➤ Calcul des efforts tranchants

Au niveau d'un appui « i »,  $T(x) = \frac{q L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Au niveau d'un appui « i+1 »,  $T(x) = -\frac{q L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

N° Travée	L (m)	qs KN/m	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	T <sub>i</sub> (x=0)	T <sub>i+1</sub> (x=L <sub>i</sub> )
1-2	3.20	4.576	-1.562	-3.675	6.66	-7.981
2-3	3.69	4.576	-3.675	-2.076	8.88	-8.00

Tableau III.B.12: Calcul des efforts tranchants



FigIII.B.13 : Diagramme des efforts tranchants (kN)

A) Vérification à L'ELS

a) Etat limite de la compression du béton

- En travée :

$M_{max} = 4.693 \text{ KN.m}$

✓ **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{\rho \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{18 \times 12} = 1,08$$

$$\rho_1 = 1,09 \longrightarrow \beta_1 = 0,856 \longrightarrow K_1 = 19.72$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{4.693 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 129.60 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 129.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{129.60}{19.72} = 6.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.57 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

• **Aux appuis :**✓ **Contrainte dans les aciers :**

$$M_{a_{max}} = - 3.675 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{\rho \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{18 \times 12} = 1.087$$

$$\rho_1 = 1.09 \longrightarrow \beta_1 = 0.856 \longrightarrow K_1 = 19.72$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3.675 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 101.49 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 101.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_s}{K_1} = \frac{101.49}{19.72} = 5.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

**b) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche Art.A.3.6.51/BAEL91) :**

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 **BAEL91 (Art.B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

**h** : hauteur total de la section ;

**l** : portée libre maximal ;

**M<sub>t</sub>** : maximum de flexion ;

**b** : largeur de nervure.

**e) Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} \frac{20}{339} = 0.058 > 0.044 & \text{condition vérifié} \\ \frac{20}{339} = 0.058 > \frac{4.693}{15 \times 6,573} = 0.047 & \text{condition vérifié} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 < \frac{3.6}{400} = 0.009 & \text{condition non vérifié} \end{cases}$$

**Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}$ : La flèche admissible.

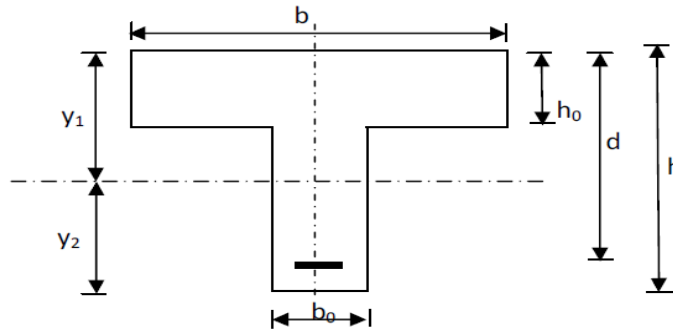
$E_v$  : Module de déformation différée.

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

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

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

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



$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left( \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + nA_{st}(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

- $S_{xx}$  : moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section.

$$S_{xx} = b_0 \frac{h}{2} h + (b - b_0) \frac{h_0}{2} h_0 + 15A_{st}d$$

$$S_x = 12 \times \frac{20}{2} \times 20 + (65 - 12) \times \frac{4}{2} \times 4 + 15 \times 2,35 \times 18 = 3434,2 \text{ cm}^3$$

- $B_0$  : la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2,26 = 485,9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3434,2}{485,9} = 7,067 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,067 = 12,93 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7,067^3 + 12,93^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left( \frac{4^2}{12} + \left( 7,067 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 2,26(12,93 - 2)^2$$

$$I_0 = 19834,095 \text{ cm}^4$$

## Calcul des coefficients :

- $\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,012 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,942$$

- $\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0,012} = 1,37$

- $\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,012 \times 71,95 + 2,1} = 0,66$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 19834,095}{1 + (0,66 \times 1,37)} = 11482,90$$

$$f = \frac{M_{tAB} l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{4.693 \times (3,39)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 11482,90} = 0,43 \text{ cm}$$

$$f = 0,43 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{339}{500} = 0,678 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## Conclusion :

Après toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes :

➤ Armature longitudinale :

Armatures en travée :  $A_t = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$

Armatures en appuis :  $A_a = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$

➤ Armatures transversales :  $2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

### III.C Les escalier :

L'escalier est un ouvrage réalisé en béton armé coulé sur place qui permet la circulation entre les différents étages du bâtiment. Notre ouvrage comporte une seule cage d'escaliers, et des escaliers à deux volées.

#### III.C.1 Caractéristique dimensionnelles :

**Marche** : c'est la partie horizontale sur la quel repose le pied de largeur **g (giron)**

$$25\text{cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

Le nombre de marches s'écrit :  $n = \frac{H}{h}$

Avec : **n** : nombre de marches

**H** : hauteur de la volée

**Contre marche** : partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

$$15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}.$$

**Hauteur de contre marche(h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.

**Giron(g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives ; il y a une valeur constante de 28cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h+g = 59 \text{ à } 66$ .

**Montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

**Volée** : C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs. (Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).

**Lo** : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

**Palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires.

**Emmarchement(E)** : représente la largeur de la marche.

Maison individuelle :  $W \geq 80 \text{ cm}$ .

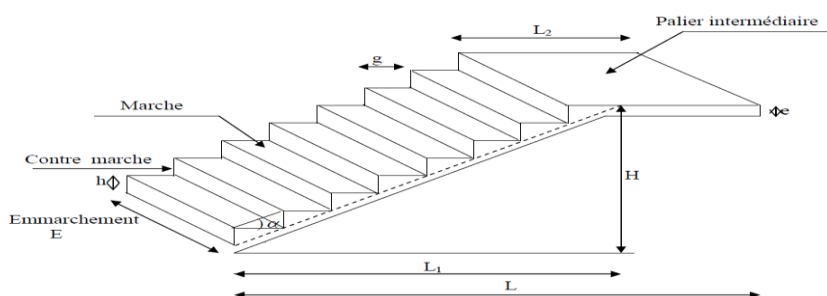
Bâtiment collectif :  $W \geq 120 \text{ cm}$ .

**Ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

**Paillasse** : dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marche.

#### III.C.2 Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :



**FigIII.C.1** : Coupe verticale de l'escalier.

**Notation utilisée :**

**g** : Giron (largeur des marches).

**h** : Hauteur de la contre marche.

**E** : Emmarchement.

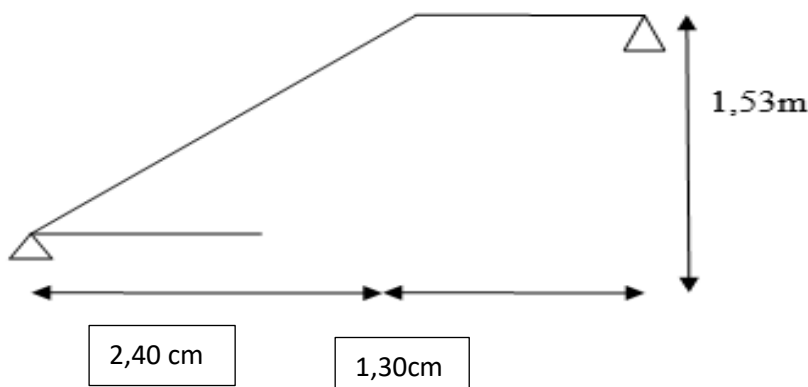
**L1** : Longueur projeté de la volée.

**L2** : Longueur du palier intermédiaire.

**L** : Longueur projetée du palier et de la paillasse  $L=L1+L2$ .

**e** : Épaisseur de la paillasse.

**H** : Hauteur de la volée.

**III.C.3. Calcul de l'escalier d'étage courant :****Présentation schématique :**

**FigIII.C.2 : Présentation schématique des escaliers**

**A) Pré dimensionnement de l'escalier :**

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre de contre marche (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

Pour l'étage courant, nous avons une hauteur de 3,06m pour chaque niveau.

Le pré dimensionnement des marches sera fait par la formule de « BLONDEL » :

**a) Calcul de n, h et g :**✓ **La hauteur de la marche h :**

On a  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$  ; on prend **h=17 cm**

✓ **Nombre de contre marches n :**

$$n = \frac{H}{h} ; \text{ Pour l'étage courant } H = 3.06\text{m.}$$

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contre marche.}$$

Le nombre de marche est pris comme suit  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

✓ **Le giron g :**

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm}$$

La relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de BLONDEL.

• **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 65 \text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

• **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (**ep**) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

**Avec**

$L_0$  : longueur totale entre nus d'appuis.

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

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L_1}{L_0} \quad \Rightarrow \quad L_0 = \frac{L_1}{\cos(\alpha)} = \frac{2.40}{\cos(32.52)} \quad \Rightarrow \quad L_0 = 2.85\text{m}$$

$$L_0 = 2.85 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \frac{285}{30} \leq e_p \leq \frac{285}{20} \quad \Rightarrow \quad 9.5\text{cm} \leq e_p \leq 14.25\text{cm}$$

**Conclusion :**

On opte pour une épaisseur **ep = 16 cm** pour la paillasse et le palier

**Remarque :**

On a les mêmes distances et le même nombre de marches pour les deux volées on calcul une seule fois la paillasse et on adopte le même ferrailage.

**B) Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

On considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

- Les charges permanentes :
- La volée :

Matériaux	Epaisseur x 1ml(m <sup>2</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0.16}{\cos 32.52}$	25	4,74
Poids propre des marches	$\frac{0.17 \times 1}{2}$	25	2.125
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Garde-corps	-	-	0.10
$\Sigma Gi = G_{\text{volée}} =$			8,49

**Le palier :**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/ml)
Poids propre du palier	0.2	25	5
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
$\Sigma Gi = G_{\text{palier}} =$			6.52

- Les surcharges d'exploitation :

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

$$Q_p = Q_v = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

**Combinaison de charges :**

$$\diamond \text{ ELU : } q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Volée : } q_{u1} = (1,35 \times 8,49 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 15,21 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{u2} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,55 \text{ KN/ml}$$

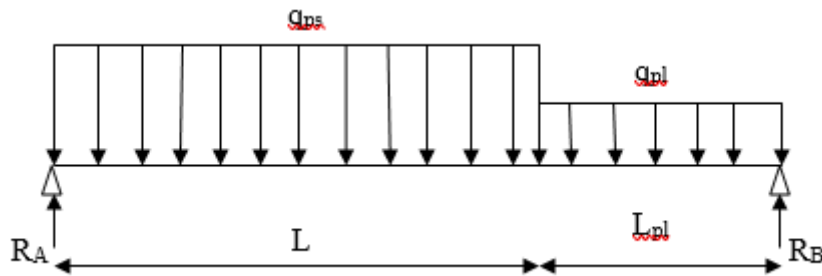
$$\diamond \text{ ELS : } q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Volée : } q_{s1} = (8,49 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,00 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{s2} = (6,52 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 9,02 \text{ KN/ml}$$

**Calcul des moments et effort tranchante a l'ELU :**

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM :



FigIII.C.3 : schéma statique a L'ELU

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0; R_A + R_B = (15,21 \times 2,40) + (12,55 \times 1,30) = 52.82 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 52.82 \text{ KN}$$

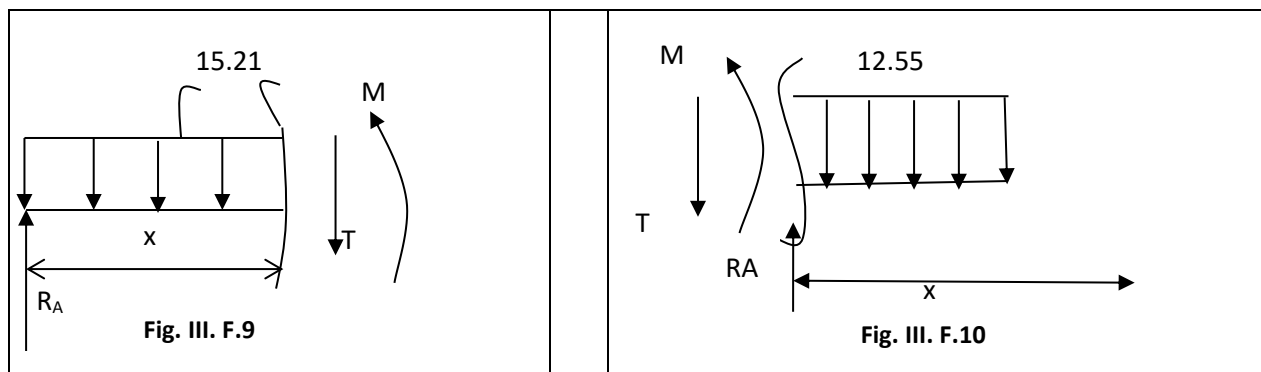
$$\Sigma M/A = 0; \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 15,21 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + 12,55 \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2} + 2,40\right) - R_B \times (2,40 + 1,30)$$

$$93.56 - 3.7R_B = 0$$

**Donc :**  $R_B = 25.29 \text{ KN}$

$R_A = 27.53 \text{ KN}$



Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz(KN.m)
0 ≤ X ≤ 2,40	-15,21X+27,53	-7.61X <sup>2</sup> +27.53X	0	27,53	0
			2,4	-8,98	22,24
0 ≤ X ≤ 1,30	-12.55X+25,29	-6.27X <sup>2</sup> +25,29X	0	25,29	0
			1,30	8,97	22,28

- **Calcul du moment max :**

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$M_{max} = 22.28 \text{ KN. m}$$

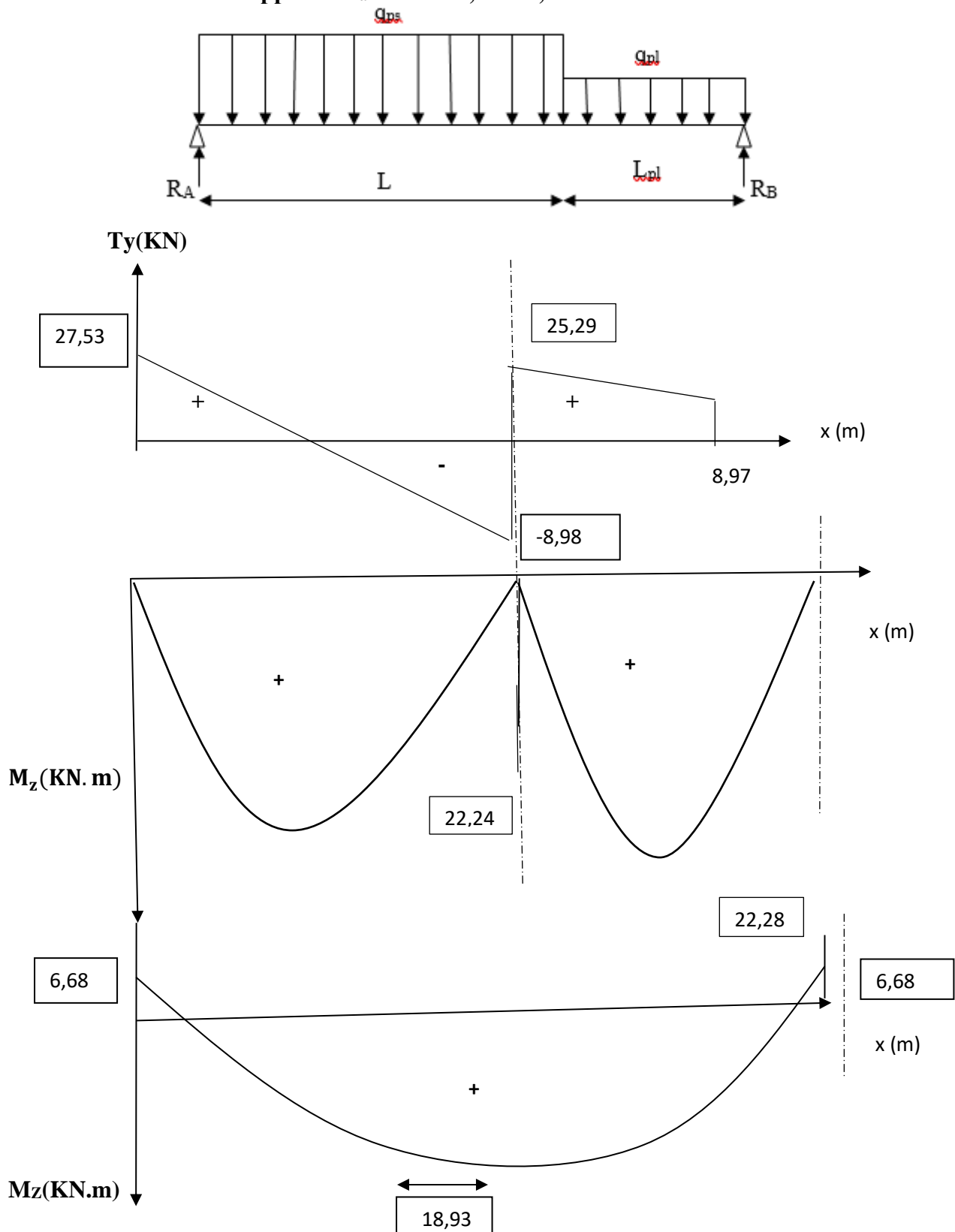
$$V_{max} = 27,53 \text{ KN}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

Donc :

En travée :  $M_t = 0.85 \times 22,28 = 18.93 \text{ KN.m.}$

Aux appuis :  $M_a = -0.3 \times 22,28 = -6,68 \text{ KN.m.}$

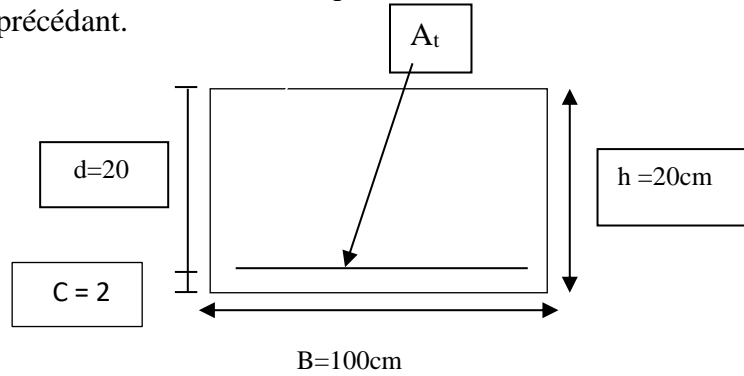


FigIII.C.4 : Diagrammes des moments et des efforts internes.

III.C.3 Calcul des armatures à l'ELU :

➤ Armatures principales :

Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.



FigIII.C.5 : une section rectangulaire d'une bande de 1m.

• Aux appuis :

$M_u = 6,68 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.68 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0,014 \leq \mu_l = 0,392$$

⇒ S.S.A (Section simplement armé).

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

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.68 \times 10^3}{0.993 \times 18 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10/ml = 2.35cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement moyen **St = 25cm**.

• En travée :

$M_t = 18.93 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.93 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0,042 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.93 \times 10^3}{0.979 \times 18 \times 348} = 3.09 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12/ml = 4.52cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **St = 25cm**.

➤ Armatures de répartition :

• Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.35}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10/ml = 2.35cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement moyen **St = 20cm**.

- En travée :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10/ml = 2.35 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement moyen St = 20cm.

**A) Vérification à l'ELU :**

**a) Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**Armatures principales** → St < min {3h ; 33cm}

St=25 cm < 33 cm ..... √

**Armatures de répartition** → St < min {4h ; 45cm}

St=20 cm < 45 cm ..... √

**b) Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la CNF : **As ≥ Amin**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :** Aa=2.35cm<sup>2</sup> > Amin = 2.17 cm<sup>2</sup>..... Condition vérifiée.

**En travée :** Ast = 4.52cm<sup>2</sup> > Amin = 2.17cm<sup>2</sup>.....Condition vérifiée.

**c) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1.2) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } V_{u_{max}} = 27.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27.53 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL91 Art . A. 5.2.1,211})$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres****(BAEL91, Art A6.1.3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa})$$

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

**Avec :** $\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres. $T^{\max}$ : effort tranchant $\sum U_i$ : Somme des périmètres des barres =  $n \cdot \pi \cdot \Phi$  $d$ : hauteur utile est égale à 18 cm

- **Appuis A** :  $V_u = 25.29 \text{ KN}$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.53 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

**e) Ancrage des armatures :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Soit  $l_s = 40 \text{ cm}$ 

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4L<sub>s</sub> (Art A.6, 253/BAEL91)**.

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_r = 16 \text{ cm.}$$

**III.C.4 Calcul des sollicitations à l'ELS :**

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM.

$$\text{Volée : } q_{S1} = (8.49 + 2, 5) \times 1 \text{ m} = 11.00 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{S2} = (6.52 + 2, 5) \times 1 \text{ m} = 9.02 \text{ KN/ml}$$

**Les réactions d'appuis :**

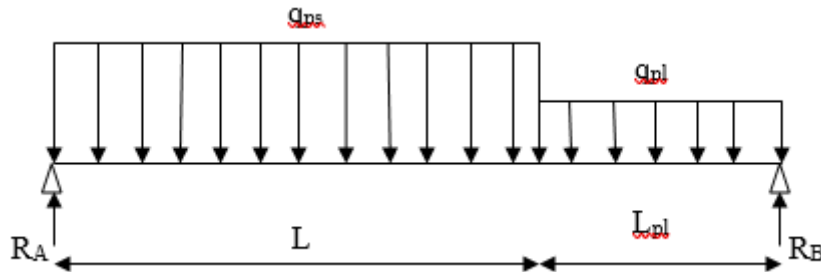
$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 11.00 \times 2.40 + 9.02 \times 1.30 = 38.13 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 38.13 \text{ KN}$$

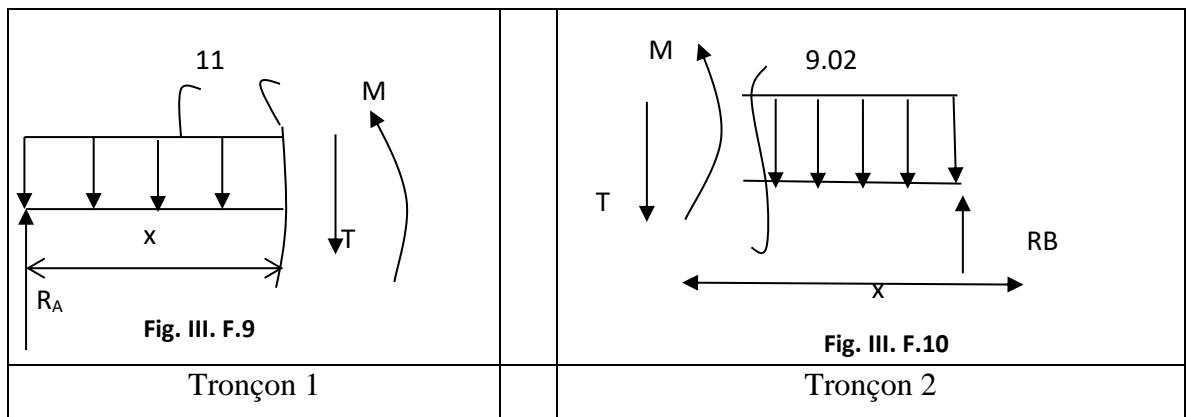
$$\Sigma M/A = 0; \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 11,00 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + 9,02 \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2} + 2,40\right) - R_B \times (2,40 + 1,30)$$

**Donc :**  $R_B = 18.28 \text{ KN}$   
 $R_A = 19,85 \text{ Kn}$



FigIII.C.5 : schéma statique a L'ELU



Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 ≤ X ≤ 2,4	-11X+19.85	-5,50X <sup>2</sup> +19,85X	0	19.85	0
			2,4	-6.55	15.96
0 ≤ X ≤ 1,30	-9.02X+18,28	-4.51X <sup>2</sup> +18,28X	0	18,28	0
			1,30	6,55	16,14

• **Calcul du moment max :**

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$M_{max} = 16,14 \text{ KN.m}$

$V_{max} = 19,85 \text{ KN}$

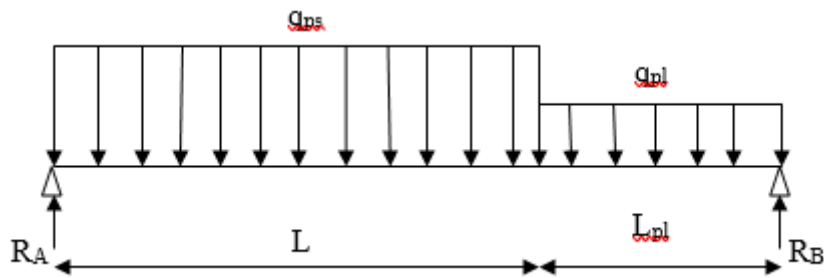
**Remarque :** Afin de tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

Donc :

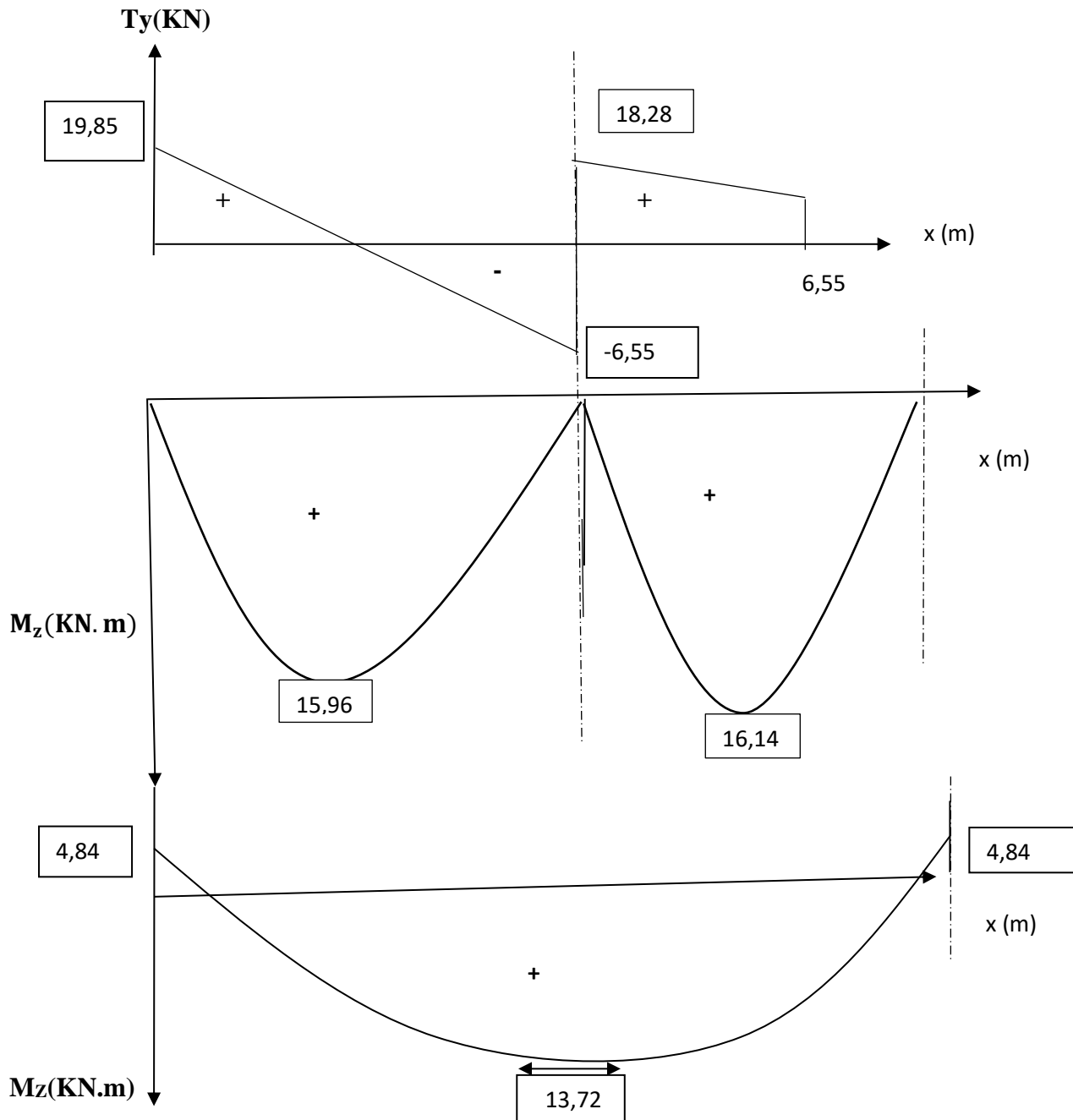
**En travée :**  $M_t = 0.85 \times 16,14 = 13,72 \text{ KN.m.}$

**Aux appuis :**  $M_a = -0.3 \times 16,14 = -4,84 \text{ KN.m.}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :



FigIII.C.6 : Diagrammes des moments et des efforts internes.



FigIII.C.7 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

## III.C.5 Vérification à l'E.L.S :

## a) A l'état limite d'ouverture des fissurations :

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

## b) A l'état limite de compression du béton : (BAEL91/ A.4.5.2)

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

• **En appui :  $A_a = 2,35 \text{cm}^2$**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{100 \times 18} = 0,130$$

Tableau

$$\rho = 0,130 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,940 \quad \rightarrow \quad K_1 = 68,33 \quad \rightarrow \quad K = 1/K_1 = 0,014$$

**La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,84 \times 10^3}{0,940 \times 18 \times 2,35} = 121,72 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**La contrainte dans les bétons est :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,014 \times 121,72 = 1,70 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :  $A_t = 4,52 \text{cm}^2$**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251$$

$$\rho = 0,251 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,920 \quad \rightarrow \quad K_1 = 47,50 \quad \rightarrow \quad K = 1/K_1 = 0,021$$

**La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{13,72 \times 10^3}{0,920 \times 18 \times 4,52} = 183,30 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**La contrainte dans les bétons est :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,021 \times 183,30 = 3,85 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

## c) Etat limite de déformation :

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

•  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{390} = 0.051 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

La condition ci-dessus est vérifiée donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage de l'escalier.

**En travées :** Armatures principales  $A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 25 \text{ cm}$ ).

Armatures de répartition  $A_t = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ ).

**Aux appuis :** Armatures principales  $A_t = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 25 \text{ cm}$ ).

Armatures de répartition  $A_a = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ ).

### III.E La poutre palière

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b x h). Elle est soumise à son poids propre et à la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

#### II.5.1 Pré dimensionnement :

##### a) Hauteur :

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Art (A.4.1.4. BAEL91)}$$

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

Avec :

- $h_t$ : hauteur de la poutre.
- $L_{\max}$  : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 340 - 30 = 310 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10}$$

$$20,66\text{cm} \leq h_t \leq 31\text{cm}$$

On prend :  $h = 30\text{cm}$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $h_t = 35 \text{ cm}$

##### b) Largeur :

##### • Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \implies 0.4 \times 35\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 35\text{cm} \implies 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

Avec :

**b** : La largeur de la poutre

Compte tenu des exigences du RPA(Art7.5.1), on opte pour **b = 25 cm**

#### Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions :  $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$ .

#### III.E.2 détermination des charges et surcharges :

##### • Poids propre de la poutre :

$$G = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,188 \text{ KN/ml}$$

##### • Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ KN /ml}$$

- L'effort tranchant à l'appui A :

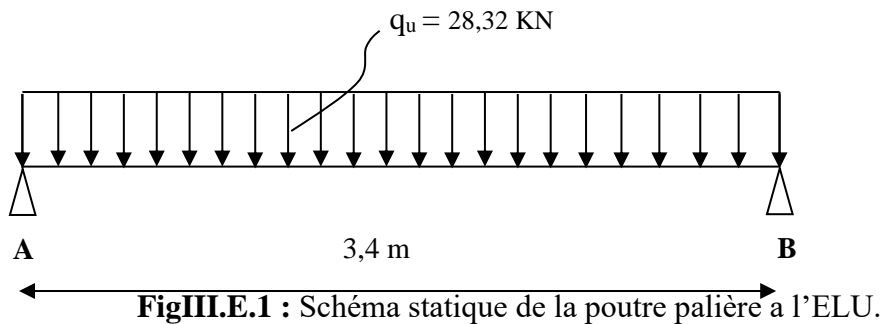
$$\text{ELU} : T_u = R_a = 25,37 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : T_s = R_b = 18,26 \text{ KN}$$

### III.E.3 Combinaison de charges :

- **ELU** :  $q_u = 1,35G + T_u = (1,35 \times 2,188) + 25,37 = 28,32 \text{ KN/ml}$
- **ELS** :  $q_s = G + T_s = 2,188 + 18,26 = 20,45 \text{ KN/ml}$ .

### III.E.4 Calcul des efforts internes à l'ELU :



- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{28,32 \times 3,4}{2} = 48.14 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{28,32 \times 3,4^2}{8} = 40.92 \text{ KN}$$

- Moment corrigé :

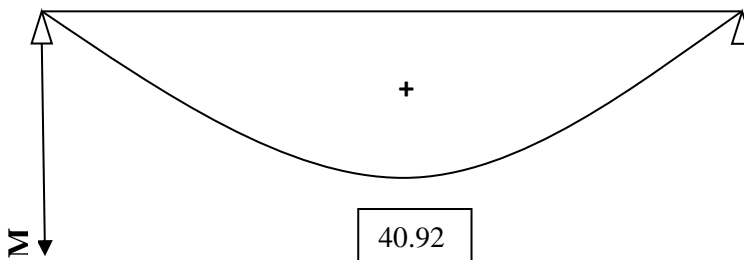
$$\text{En travée} : M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 40.92 = 34.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis} : M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 40.92 = -12.28 \text{ KN.m}$$

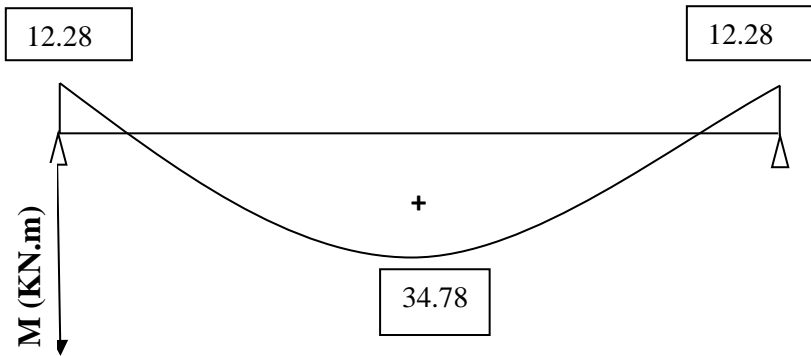
- Effort tranchant :

$$T_{\max} = 48.14 \text{ KN}$$

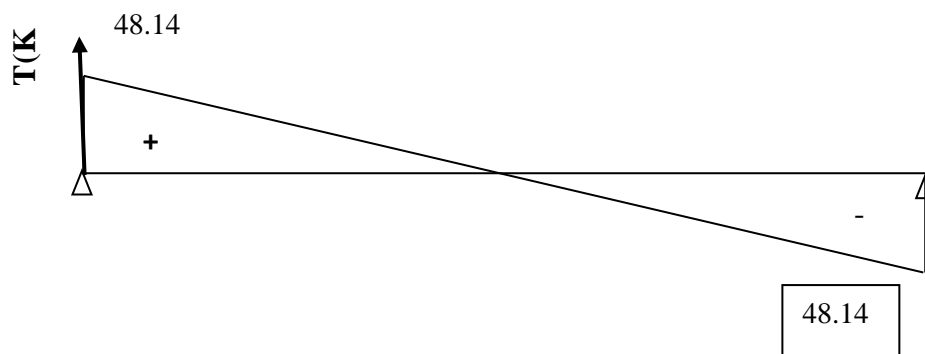
- Diagramme des efforts interne :



FigIII.E.2 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

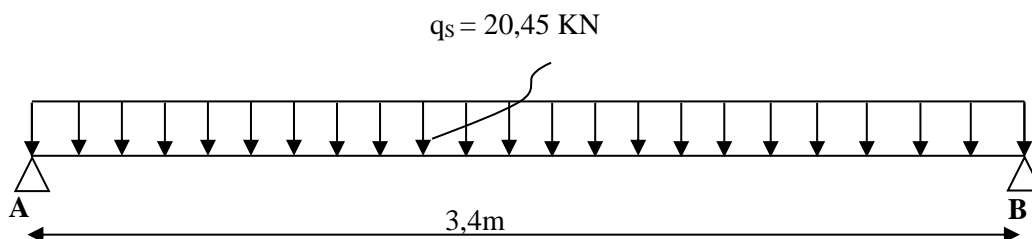


FigIII.E.3 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.



FigIII.E.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

## III.E.5 Calcul des efforts internes à L'ELS :



FigIII.E.5 : Schéma statique de la poutre palière l'ELS

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{20,45 \times 3,4}{2} = 34,77 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{20,45 \times 3,4^2}{8} = 29,55 \text{ KN}$$

- Moment corrigé :

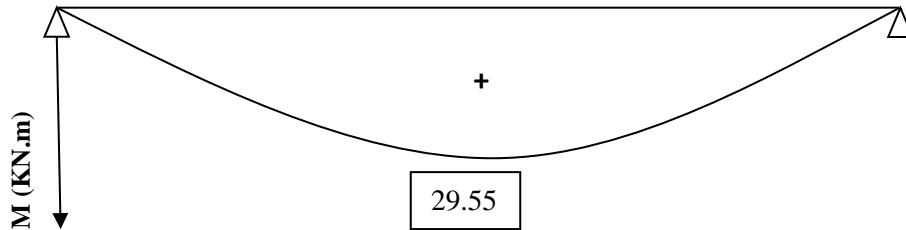
En travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 29,55 = 25,11 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 29,55 = -8,87 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant :

$$T_{\max} = 34.77 \text{ KN}$$

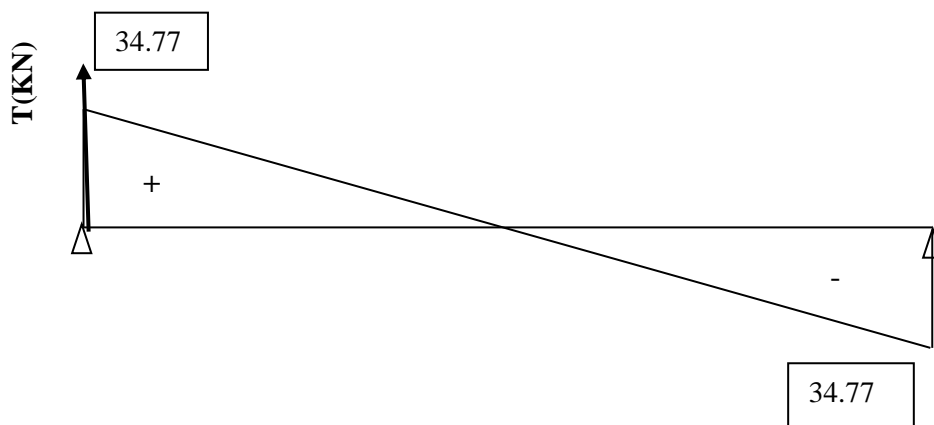
- Diagramme des efforts interne :



FigIII.E.6 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS.



FigIII.E.7 : Diagramme des moments corrigé à l'ELS.



FigIII.E.8 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

### III.E.6 Ferrailage à ELU :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}}$$

Avec :

$$M_t = 34.78 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures principales : (longitudinal)**

- **Aux appuis :**  $M_u^a = -12.28 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.28 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SAA} \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.28 \times 10^3}{0.984 \times 33 \times 348} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_1^a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

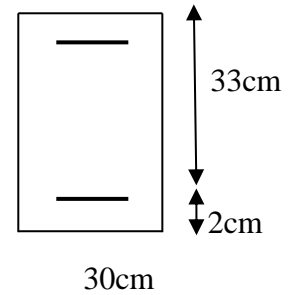
- **En travée :**  $M_u^t = 34.78 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34.78 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.09$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SAA} \rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34.78 \times 10^3}{0.953 \times 33 \times 348} = 3.18 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ .



**III.5.7 vérifications à ELU :**

**a) Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

Le ferrailage de la poutre palière doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL99 Art 5.1.1, 211)**

$$V_{max} = 34.77 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{34.77 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.421 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} > \tau_u = 0.421\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91, Art A 6.1.3) :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$V_u^{\max}$  : Effort tranchant = 34.77KN

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3.14 \times 12 = 113,04$

$d$  : hauteur utile est égale à 33 cm

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{34.77 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113,04} = 1,036 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,036 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**d) Ancrage des armatures (A.6.1,21) :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.8\text{MPa} \quad \text{A.6.1,21}$$

**Longueur de scellement droit : (A.6.1,221)**

$$L_s = \frac{\emptyset_{travée} \times f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.8} = 42,86 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur  $L_a$  car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée.

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale  $0.4L_s$  pour les aciers HA.

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 42,86 = 17,14 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_r = 20\text{cm.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 91 Art A.5.1, 313) :**

➤ **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = \frac{Tu + \frac{Mu}{0.9 \times d}}{\frac{f_e}{1.15}} = \frac{34,77 \times 1000 + \frac{12,28 \times 100000}{0.9 \times 33}}{\frac{400}{1.15} \times 10000} = 0,0219 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \geq A_u = 0,0219 \text{ cm}^2.$$

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad V_u^{\max} < 0.267ba f_{c28}$$

Avec :

**a** : désigne la section d'appuis égale à 0.9d (a = 0.9 × 330 = 297 mm et b=250mm)

$$V_u^{\max} < 0.267 \times 250 \times 297 \times 25 = 495.62 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 34.77 \text{ KN} < 495.62 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec :

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

**M<sub>u</sub>** : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 34.77 \times 10^3 - \frac{12.28 \times 10^3 \times 10^3}{0.9 \times 330} \right)$$

$$A_a \geq 0.19 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0.19 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**f) Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{10; 12; 25\} = 10 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un cadre et d'un étrier.

**g) Espacement des barres :**

❖ **BAEL 91 (A.5.1,22) :**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = \min \{0.9 \times 33; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{29.7; 40\text{cm}\}$$

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

❖ **RPA version 2003 Art7.5.2.2) :**

$$At \geq 0,003.S_t.b \rightarrow st \leq \frac{At}{0.003 \times b} = \frac{2,01}{0.003 \times 20} = 33,5 \text{ cm}$$

➤ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{8.75; 14,4\}$$

$$\text{Soit : } S_t = 8\text{cm}$$

➤ **En dehors de la zone nodale (zone courante) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15\text{cm.}$$

➤ **Calcul des efforts internes à l'ELS :**

• **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{20.45 \times 3.4}{2} = 34.76\text{KN}$$

• **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{20.45 \times 3.4^2}{8} = 29.55\text{KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

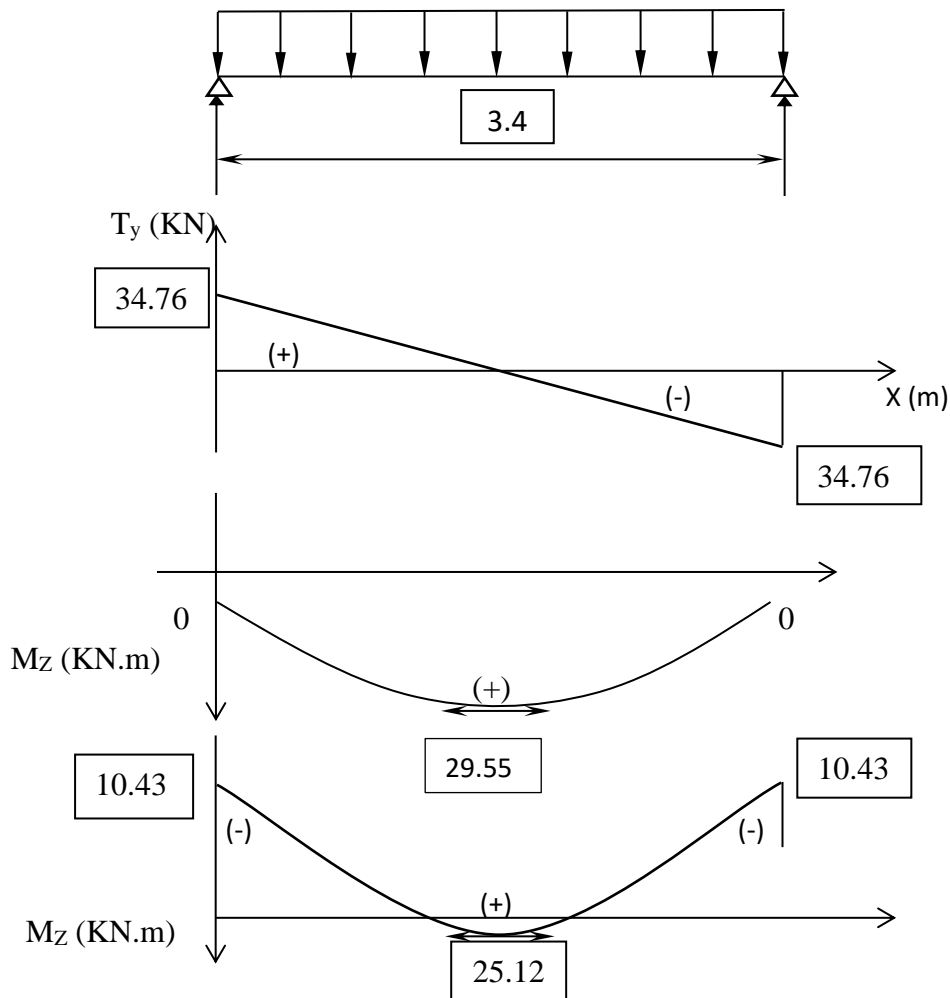
• **Aux appuis**

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 29.55 = -8.87\text{KN.m.}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 29.55 = 25.12\text{KN.m.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



FigII.E.9 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

**g) Vérifications à l'ELS :**

**a) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier l'inégalité suivante :  $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Aux appuis :

$$M_{as} = 10.43 \text{ kN.m} ; \quad A_a = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.410 \rightarrow \beta_1 = 0.901 ; \quad \alpha_1 = 0.297$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.297}{15(1-0.297)} = 0.028$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{10.43 \times 10^3}{0.901 \times 33 \times 3.39} = 103.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0.028 \times 103.48 = 2.90 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

→Condition vérifiée

- **En travée :**  $M_{ts} = 25.12 \text{ kN.m}$  ;  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \quad ; \quad \beta_1 = 0,901 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,297$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,297}{15(1-0,297)} = 0,028$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_t} = \frac{25.12 \times 10^3}{0,901 \times 33 \times 3,39} = 249,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k. \sigma_s = 0,028 \times 249,22 = 6,98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

→ **Condition vérifiée.**

### b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

### c) Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91 (Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{350}{340} = 1,03 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 1,03 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{25,12}{10 \times 29,25} = 0,085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- **Armatures longitudinales**
  - 3HA12 filantes pour le lit inférieur.
  - 3HA12 filantes pour le lit supérieur.
- **Armatures transversales**
  - Cadre et étrier en 4HA8 .

### III.E Dalle pleine

On va opter à calculer la dalle pleine pour l'étage qui nous donne le cas le plus défavorable

#### III.E.1 Caractéristiques des dalles pleines :

La surface de la dalle :  $3.69 \times 1.30 = 4.797 \text{ m}^2$

- **Épaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{130}{30} = 4.33 \text{ cm}$$

Selon le RPA99/2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 13 cm.

On opte pour une épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$ .

- **Calcul des sollicitations :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } l_x < l_y$$

$$\rho = \frac{1.3}{3.69} = 0.35$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

#### Surcharge d'exploitation :

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5.61 + 1,5 \times 1,5) \times 1 = 9.82 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = (5.61 + 1,5) \times 1 = 7.11 \text{ KN/m}^2$$

Les moments sont donnés par les formules dans les deux directions :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 & \text{Moment suivant la petite portée.} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x & \text{Moment suivant la grande portée.} \end{cases}$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés en fonction du rapport  $\rho_x$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{Fissuré} \\ \nu = 0,2 & \text{non fissuré} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.35 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \quad \mu_x = 0.1094 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.150$$

**AN:**

$$M_x = 0.1094 \times 9.82 \times (1.30)^2 = 1.82 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.150 \times 1.82 = 0.273 \text{ KN.m.}$$

**Ferrailage de la dalle :**

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

$$d = ht - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

➤ **Sens x-x :**

• **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 1.82 = -0.546 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = -0.546 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{0.546 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_a = 0.002 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{0.546 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.12 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **St = 25 cm.**

• **Aux travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.82 = 1.547 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 1.547 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{1.547 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.006$$

$$\mu_t = 0.006 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{1.547 \times 10^3}{0.997 \times 13 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **St = 25 cm**

**Sens y-y :**

• **Aux appuis :**

$$M_y^a = -0.5 M_x = -0.5 \times 1.82 = -0.91 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{0.91 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004$$

$$\mu_a = 0.004 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \beta = 0.998$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{0.91 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.20 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **St = 25cm**

- **Aux travées :**

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 0.273 = 0.23 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = \mathbf{0.23 \text{ KN.m.}}$$

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.23 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_t = 0.002 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \mathbf{\beta = 0.999}$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{0.23 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.05 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **St = 25cm**

### III.E.2 Vérification à L'ELU :

#### a) Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)

➤ **Sens x-x :**

$$W_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h} \geq W_0 \left( \frac{1}{2} \right) \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

$A_{\min}$  : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

$W_0$  : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour  $F_e E400$ .

$W_x$  : Pourcentage d'acier en travée dans le sens X-X.

$$A_{x \min} \geq W_0 \left( \frac{1}{2} \right) \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right] bh$$

$$A_{x \min} \geq 0.0008 \left( \frac{1}{2} \right) [3 - 0.38] 100 \times 15 = 1.58 \text{ cm}^2$$

$A_{x \min} = 1.58 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**Sens y-y :**

$$W_y \geq W_0 \rightarrow A_{y \min} = W_0 \times b \times h \times A_{st}$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times 1.58$$

$$A_{y \min} = 1.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 1.90 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Espacement des barres :(B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :**

**Sens x-x :**  $St = 25\text{cm} < \min \{2 \text{ ht}, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Sens y-y :**  $St = 25\text{cm} < \min \{3 \text{ ht}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

(Avec : ht = 15 cm)

**c) Contrainte tangentielle :(Art. A.5.2, 2 / BAEL91) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$   
 $b = 1\text{m} ; d = 0.9 \text{ ht} = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$

➤ **Au milieu de  $L_y$  :**

$$T_u^1 = P / (2L_x + L_y).$$

Avec  $P = q l_x l_y = 9.82 \times 1.3 \times 3.69 = 47.11 \text{ KN}$

$$T_u^1 = \frac{47.11}{2 \times 1.3 + 3.69} = 7.49 \text{ KN.}$$

➤ **Au milieu de  $L_x$**

$$T_u^2 = P / 3 L_y$$

$$T_u^2 = \frac{47.11}{3 \times 3.69} = 4.25 \text{ KN.}$$

Donc :  $T_u = \max ( T_u^1 , T_u^2 ) = 7.49 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{7.49 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.055 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.055 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 0.916 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.055 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.916 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :** Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Entraînement des barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les H.A

$\Psi_s = 1$  pour les R.L

$\overline{\tau_{se}}$  : Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence limite ultime.

Avec :  $\sum u_i$  = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

n : nombre des barres

**Remarque :** Puisqu'on a opté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification et la même.

**Calcul de  $\tau_{se}$  :****➤ Dans le sens x-x**

$$\sum u_i = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^2}{0.9 d \sum u_i} = \frac{4.25 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.22 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.22 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

**➤ Dans le sens y-y**

$$\sum u_i = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^1}{0.9 d \sum u_i} = \frac{7.49 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.393 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.393 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

**e) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\overline{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{longueur de scellement droit}$$

Pour  $\phi = 1 \text{ cm} \implies L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$  On prend  **$L_s = 40 \text{ cm}$**

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, **les règles de BAEL 91** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

**III.E.3 Vérification à l'ELS :**

**1) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur Ils sont donnés par les formules :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\begin{cases} \rho = 0.35 \\ \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \end{cases} \quad \mu_x = 0.1115 \text{ et } \mu_y = 0.293$$

$$M_x = 0.1115 \times 7.11 \times (1.3)^2 = 1.33 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 \times 1.05 = 1.05 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

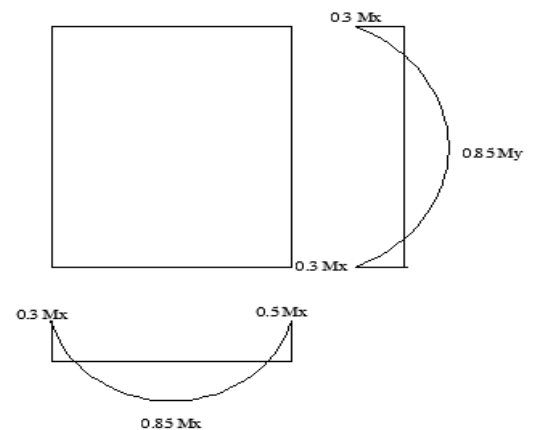
$$M_x^a = -0.3 \times 1.33 = -0.399 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 1.33 = -0.399 \text{ KN.m.}$$

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times 0.399 = 0.339 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 0.399 = 0.339 \text{ KN.m.}$$



## 2) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

## ➤ Sens x-x et sens y-y :

## • Aux appuis :

$$M_s = 0.399 \text{ m} \quad A_{sa} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13,5} = 0,149$$

$$\rho_1 = 0,149 \implies K = 63,12 \implies \beta = 0,936$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0,399 \times 10^6}{201 \times 0,936 \times 135} = 15,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{15,71}{58,53} = 0,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée}$$

## • En travée :

$$M_s = 0,339 \text{ KN.m} \quad A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13,5} = 0,149$$

$$\rho_1 = 0,149 \implies K = 63,12 \implies \beta = 0,936$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0,339 \times 10^6}{201 \times 0,936 \times 135} = 15,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{15,71}{63,12} = 0,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

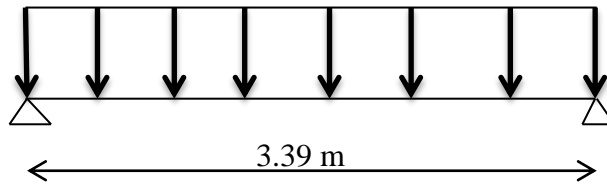
**Conclusion :**

Le ferrailage de la dalle pleine sera comme suite pour une bande de 1m :

- Sens y-y : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> (St = 25 cm)
- Sens x-x : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> (St = 25 cm).

### III.F Poutre De Chainage :

La poutre de chainage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.



#### A) Pré dimensionnement :

##### ➤ Hauteur :

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

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

Avec :

$L_{\max}$  : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$h_t$  : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 3.39\text{m} \implies \frac{339}{15} \leq h_t \leq \frac{339}{10} \quad \text{Donc : } 22,6 \leq h_t \leq 33,9\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA(Art7.5.1), on opte pour  **$h_t = 35 \text{ cm}$**

##### ➤ Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \implies 0.4 \times 35\text{m} \leq b \leq 0.7 \times 35\text{m} \implies 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

Avec :

$b$  : La largeur de la poutre

Compte tenu des exigences du RPA(Art7.5.1), on opte pour  **$b = 25 \text{ cm}$**

Donc la poutre de chainage à pour dimensions :  **$(b \times h) = (25 \times 35)\text{cm}^2$**

#### B) Détermination des charges :

##### ➤ Les charges permanentes :

**Poids propre de la poutre** :  $G_1 = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.187\text{KN/ml}$

**Poids du mur (double cloison)** :  $G_2 = 2.36 (3.06 - 0.30) = 6.51\text{KN/ml}$

**Poids du plancher** :  $G_3 = 5.54 \times \frac{0.65}{2} = 1.800 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G_t = 10.497\text{KN/ml.}}$$

➤ **La surcharge d'exploitation** :  $Q = 1.5(0.65/2) = 0.487\text{KN/ml}$ .

**C) Combinaison des charges :**

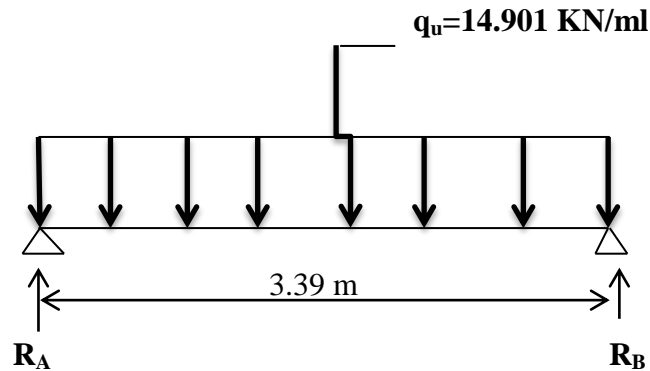
$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 10.497) + (1.5 \times 0.487)$$

$$q_u = 14.901\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 10.497 + 0.487$$

$$q_s = 10.984\text{KN/ml}$$

**D) Calcul des efforts internes à l'ELU :**



**Figure III.5.1** : Schéma statique de la poutre de chaînage (ELU)

➤ **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{14.901 \times 3.39}{2} = 25.26\text{KN}$$

➤ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{14.901 \times 3.39^2}{8} = 21.40\text{KN.m}$$

**Correction des moments :**

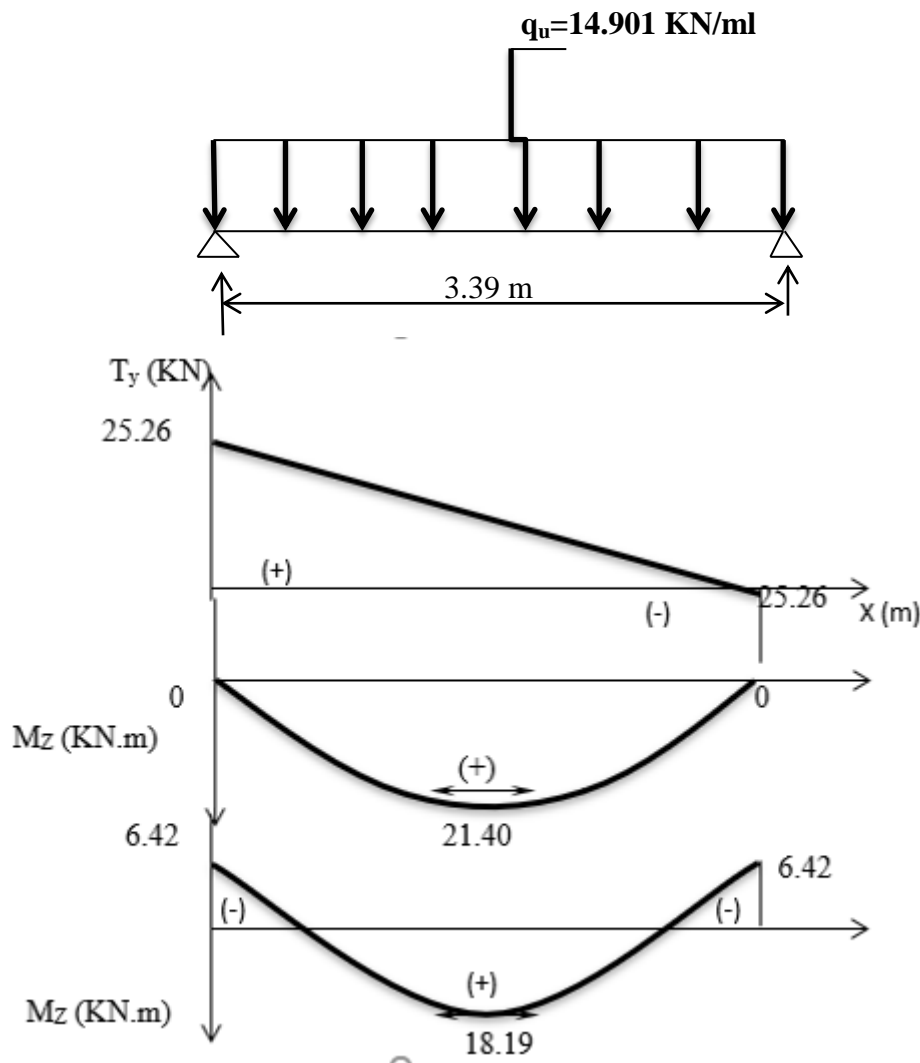
▪ **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 21.40 = -6.42\text{KN.m.}$$

▪ **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 21.40 = 18.19\text{KN.m.}$$

**Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :**



FigIII.5.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

**E) Calcul des armatures :**

➤ **Armatures principales : (longitudinal)**

Aux appuis :  $M_u^a = -6.42 \text{ KN.m}$

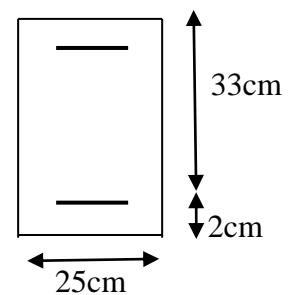
$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.42 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.42 \times 10^3}{0.992 \times 33 \times 348} = 0.56 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :  $M_u^t = 18.19 \text{ KN.m}$**



$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.19 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.047$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SAA} \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18.19 \times 10^3}{0.976 \times 33 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\text{HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

#### F) Vérifications à l'ELU :

##### ➤ Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Le ferrailage de la poutre de chaînage doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

##### ▪ Aux appuis :

$$A_a = 3\text{HA12} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.996 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée**

##### ▪ En travée :

$$A_t = 3\text{HA39} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.996 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée**

##### ➤ Vérification de l'effort tranchant : (BAEL99 Art 5.1.1, 211)

$$V_{\max} = 25.26 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{25.26 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.31 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.31 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### ➤ Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91, Art A6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$V_u^{\max}$  : Effort tranchant = 25.26 kN

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$

$d$  : hauteur utile est égale à 33 cm

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{25.26 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 94.2} = 0,90 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,90 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des armatures :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\emptyset_{travée} \times f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4  $L_s$**  (Art A.6, 253/BAEL91).

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } L_r = 17 \text{ cm.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**  
(BAEL 91 Art A.5.1, 313)

▪ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \longrightarrow V_u^{\max} < 0.267 \times b \times a \times f_{c28}$$

Avec :

**a** : désigne la section d'appuis égale à  $0.9d$  ( $a = 0.9 \times 330 = 297 \text{ mm}$  et  $b=250\text{mm}$ )

$$V_u^{\max} < 0.267 \times 250 \times 297 \times 25 = 495.62 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 25.26 \text{ KN} < 495.62 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec :

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

**M<sub>u</sub>** : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left( 25.26 - \frac{6.42}{0.9 \times 0.33} \right)$$

$$A_a \geq 0,10 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.10 \text{ cm}^2$  **condition vérifiée.**

➤ **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}; 10; \frac{250}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 10; 10; 25 \} = 10 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un cadre et d'un étrier

**On choisit 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup> → (un cadre + étrier) Ø8.**

➤ **Espacement des barres :**

▪ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{ 8.75; 12 \}$$

Soit : **S<sub>t</sub> = 8cm**

▪ **En dehors de la zone nodale (zone courante) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit : **S<sub>t</sub> = 15cm**

**a) Armatures transversales :**

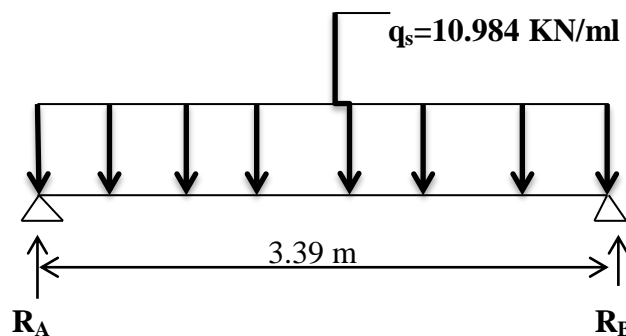
Le diamètre des armatures transversales est donné par :

Les armatures transversales seront constituées d'un cadre et d'un étrier

Dunc: **At = 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**

**On choice 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup> → (un cadre + étrier) Ø8.**

**G) Calcul des efforts internes à l'ELS :**



**FigIII.5.3 :** Schéma statique de la poutre de chaînage (ELS).

➤ Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{10.984 \times 3.39}{2} = 18.61 \text{ KN}$$

➤ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{10.984 \times 3.39^2}{8} = 15.78 \text{ KN.m}$$

▪ Correction des moments :

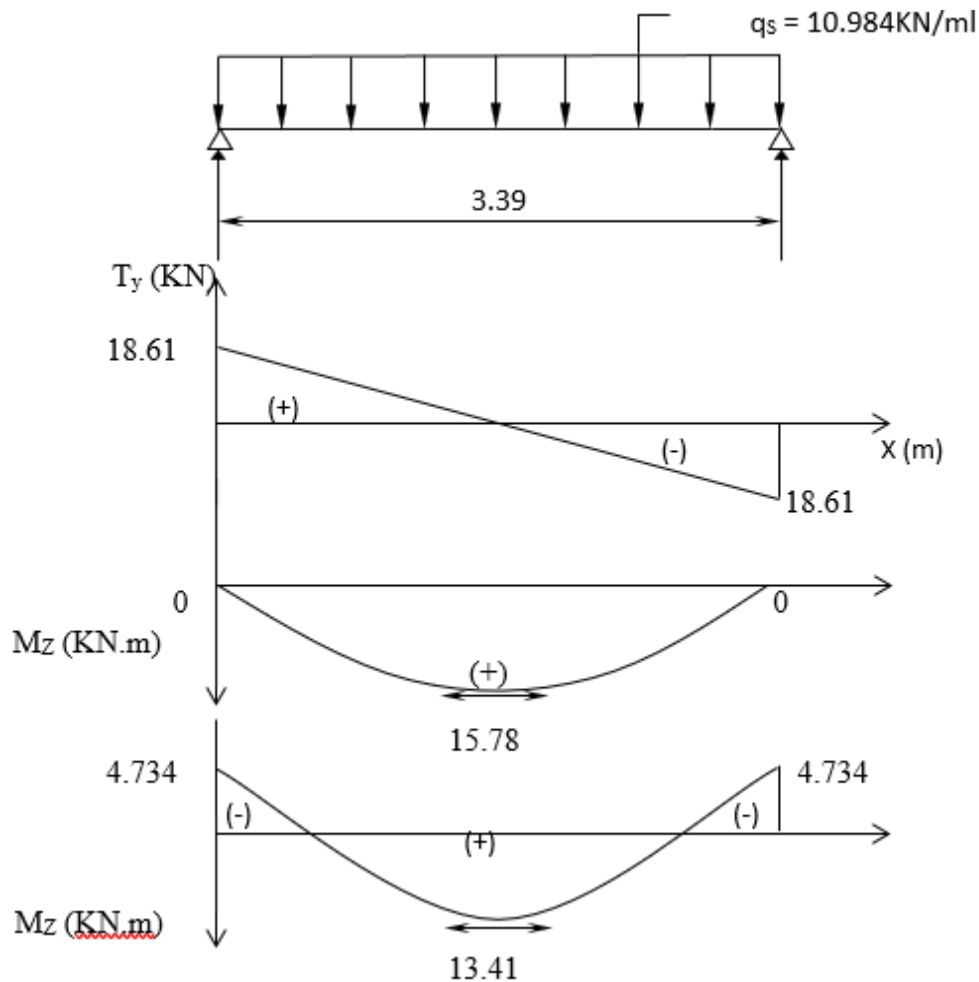
▪ Aux appuis :

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 15.78 = -4.734 \text{ KN.m}$$

▪ En travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 15.78 = 13.413 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



FigIII.5.4 : Diagramme des efforts

**H) Vérifications à l'ELS :****➤ Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier l'inégalité suivante :  $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

**▪ Aux appuis :**

$$M_{as} = -4.734 \text{ kN.m} ; \quad A_a = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0,410 ; \quad \beta_1 = 0,901 ; \quad \alpha_1 = 0,297$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,297}{15(1-0,297)} = 0.028$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.734 \times 10^3}{0.901 \times 33 \times 3.39} = 46.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,028 \times 46.96 = 1,31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**▪ En travée :  $M_{ts} = 13.413 \text{ kN.m}$  ;  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$** 

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,410 ; \quad \beta_1 = 0,901 ; \quad \alpha_1 = 0,297$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,297}{15(1-0,297)} = 0.028$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{13.413 \times 10^3}{0.901 \times 33 \times 3,39} = 143,190 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0.028 \times 143,19 = 3,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**➤ Vérification à la flèche :**

Selon les règles de BAEL 91 (Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} ; \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{350}{339} = 1.03 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 1.09 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13.413}{10 \times 15.78} = 0.085 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

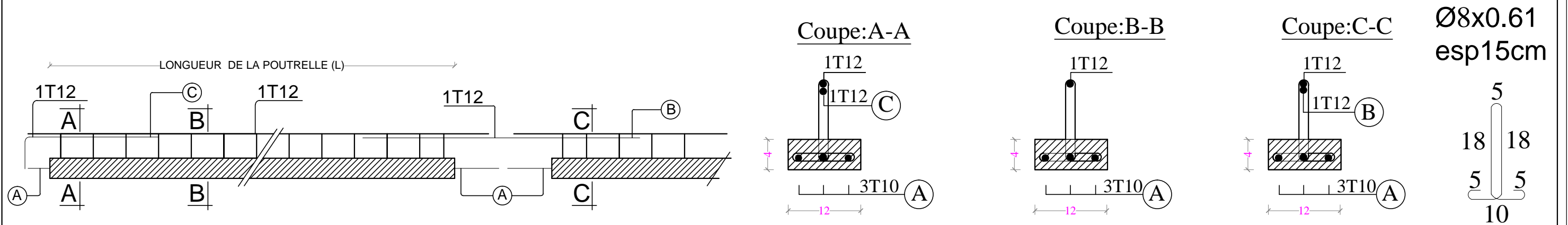
Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

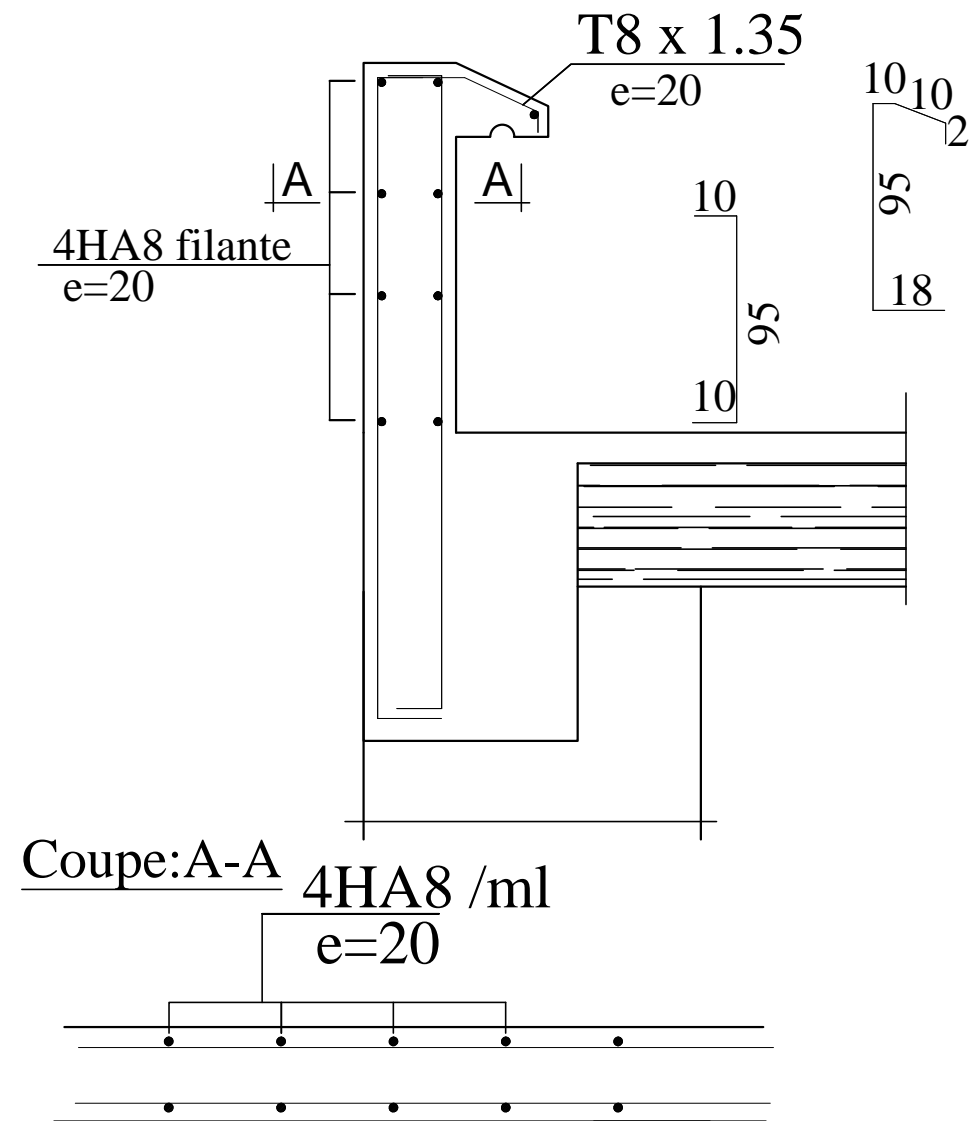
Le ferrailage de la poutre de chaînage est comme suit :

- Appuis : 3HA12 = 3.39cm<sup>2</sup>
- Travées : 3HA12 = 3.39cm<sup>2</sup>

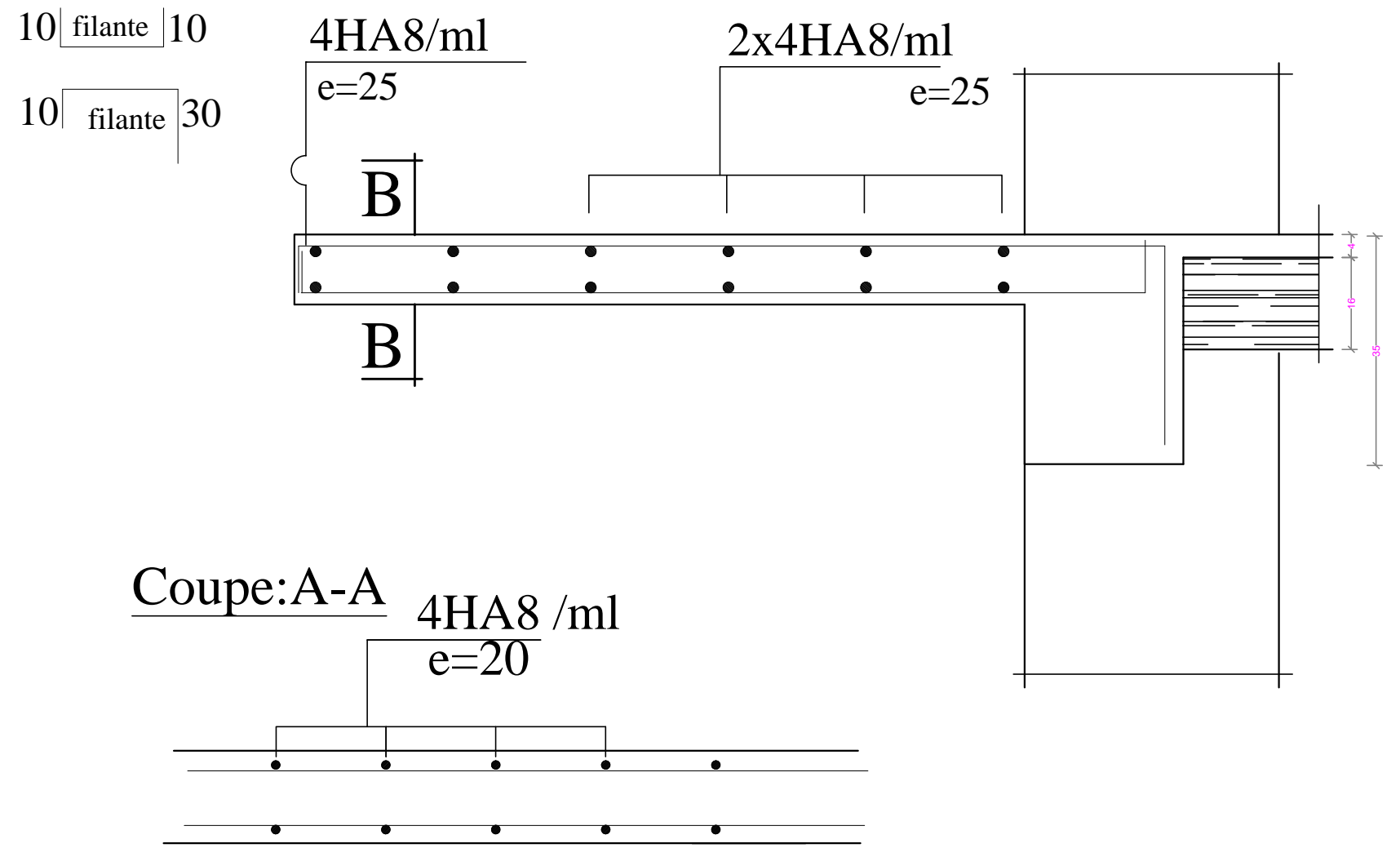
# Ferrailage des poutrelles

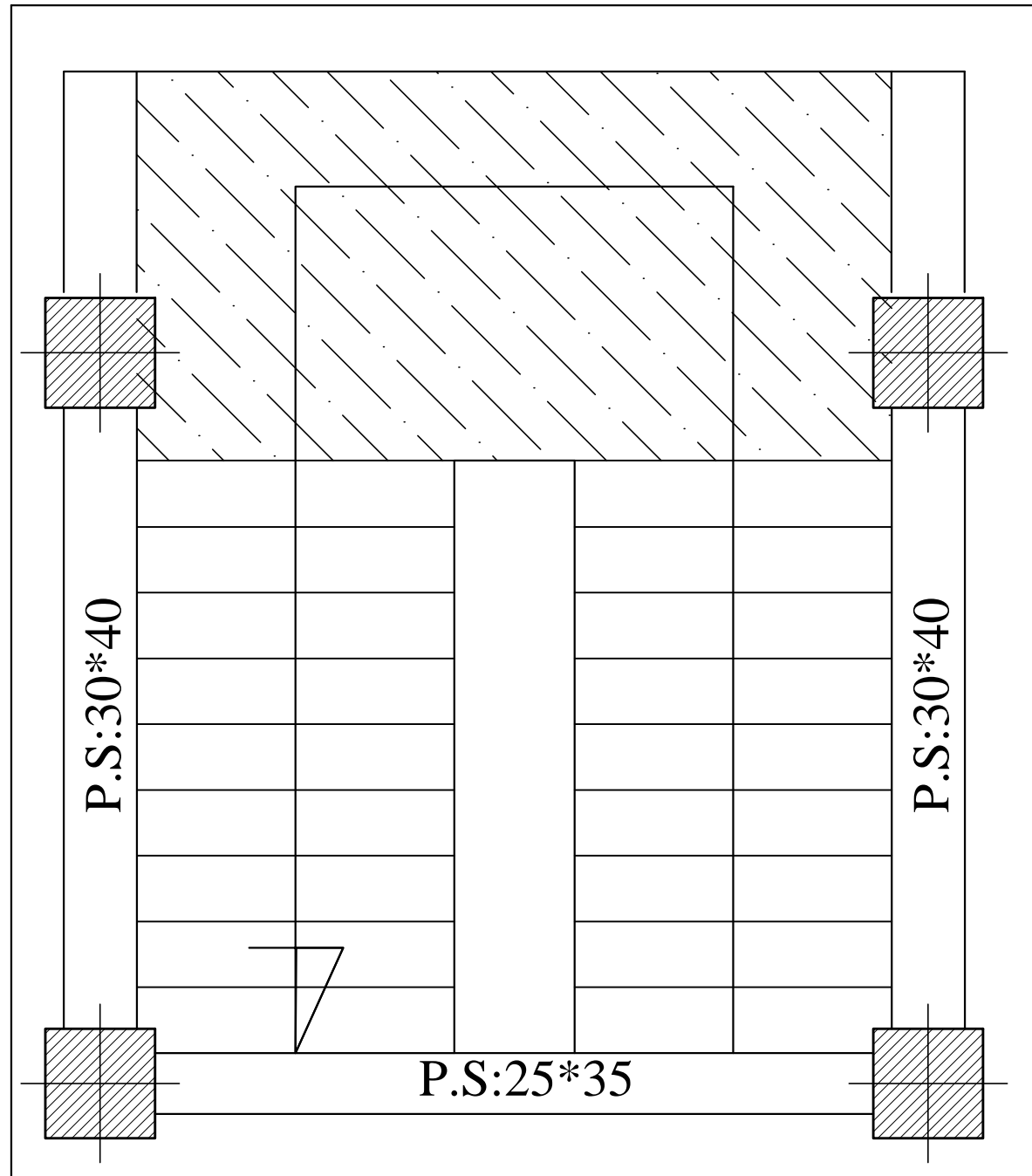


# Ferrailage de l'acrotère

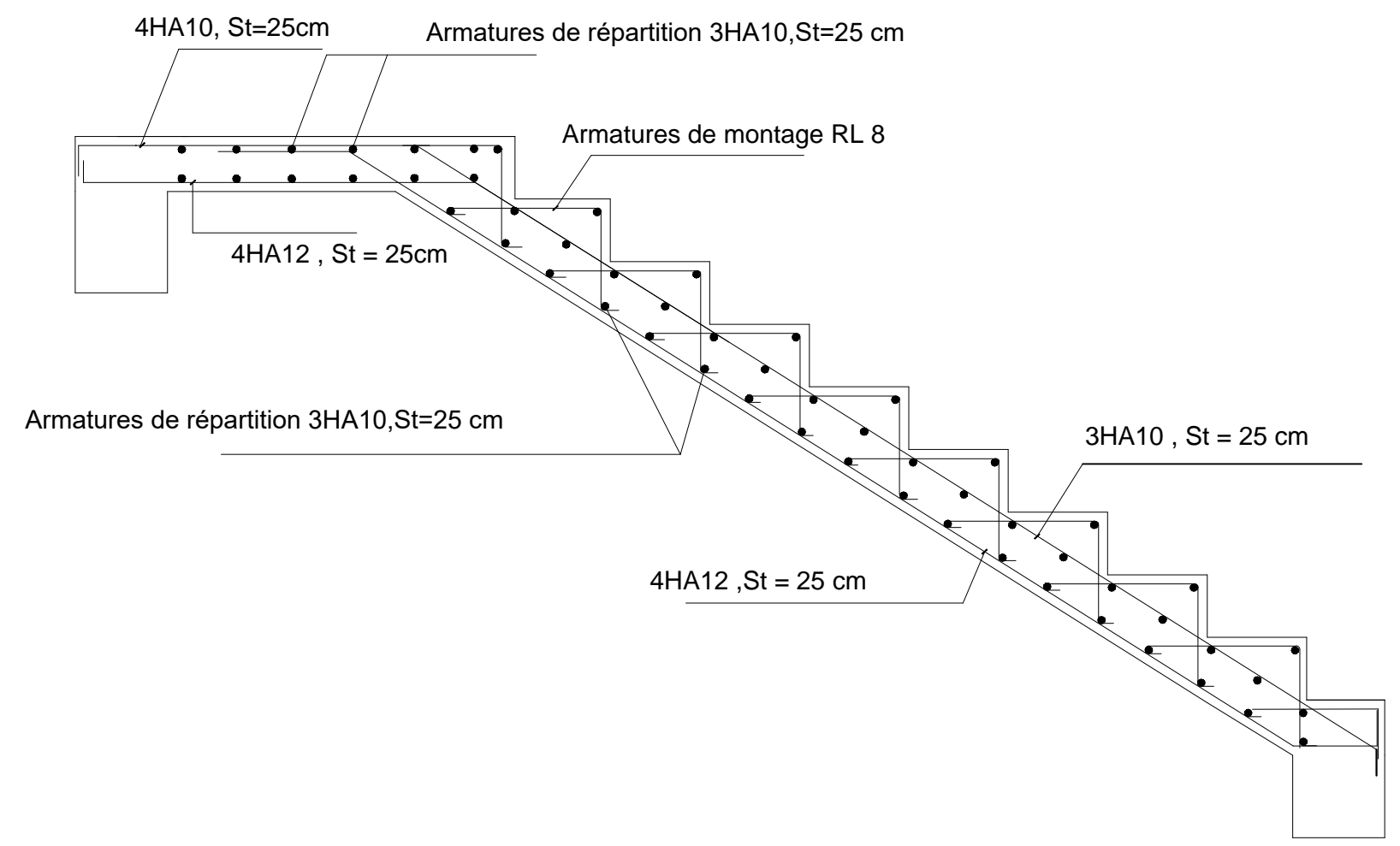


# Ferrailage des balcons

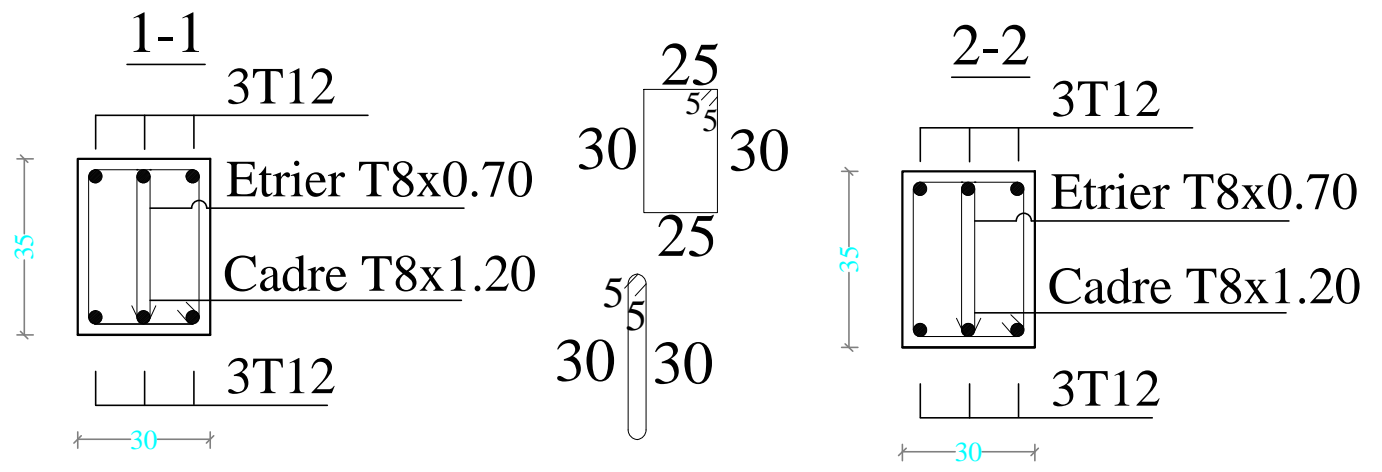
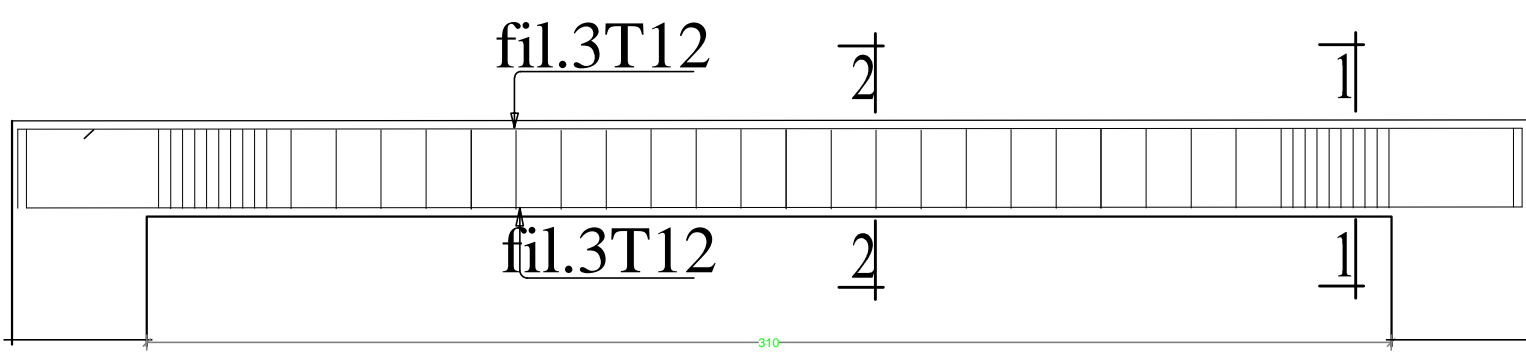




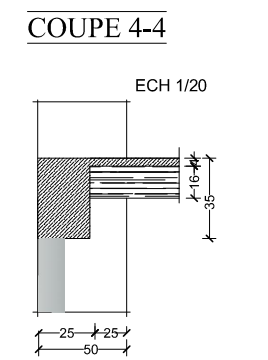
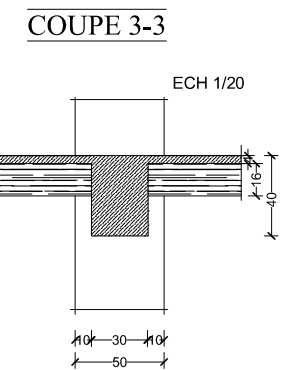
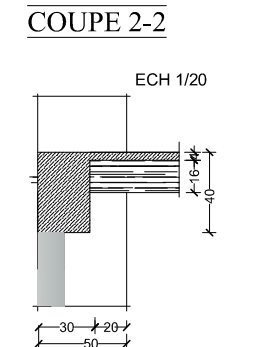
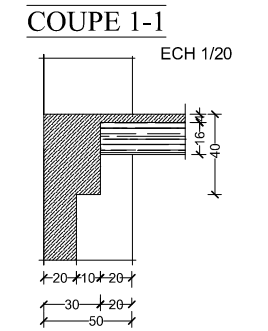
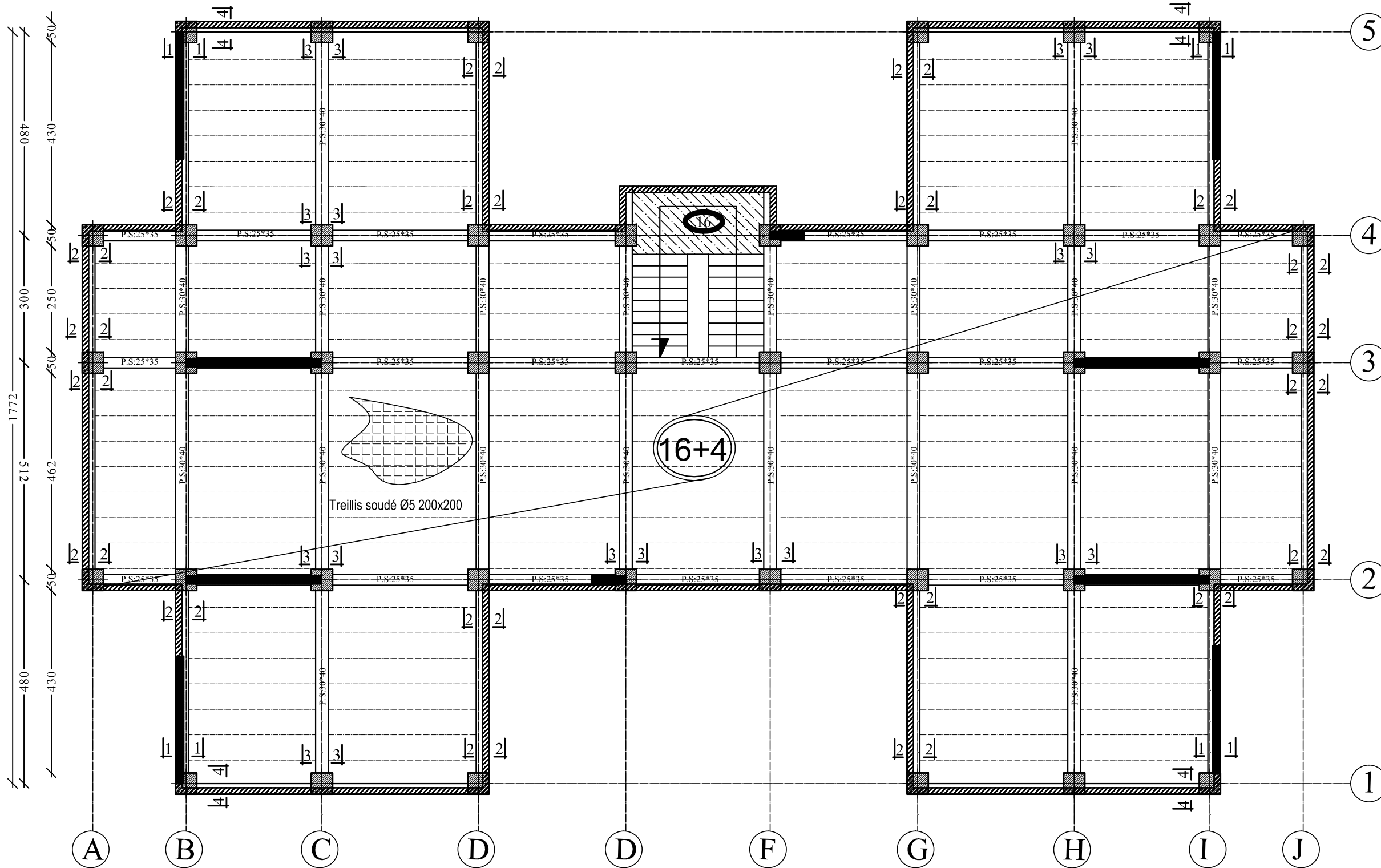
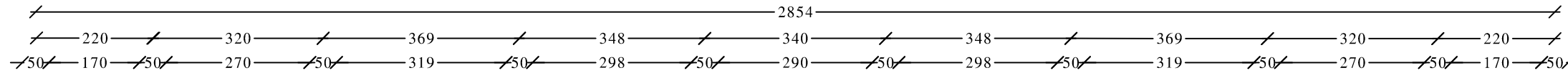
# Ferrailage des escaliers



## FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (30X35)

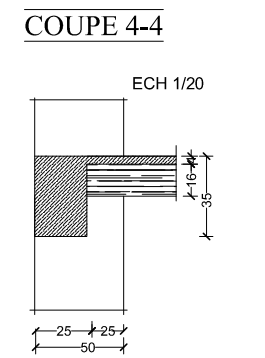
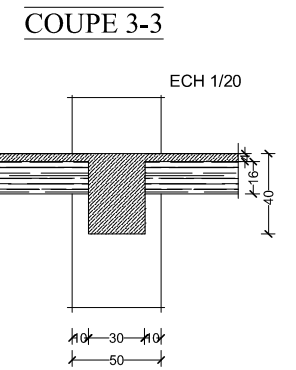
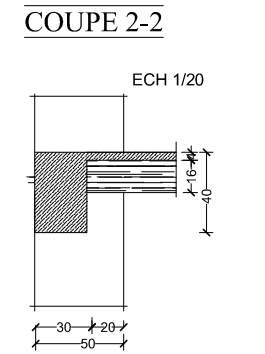
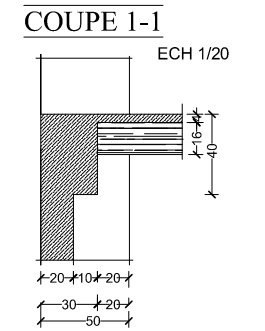
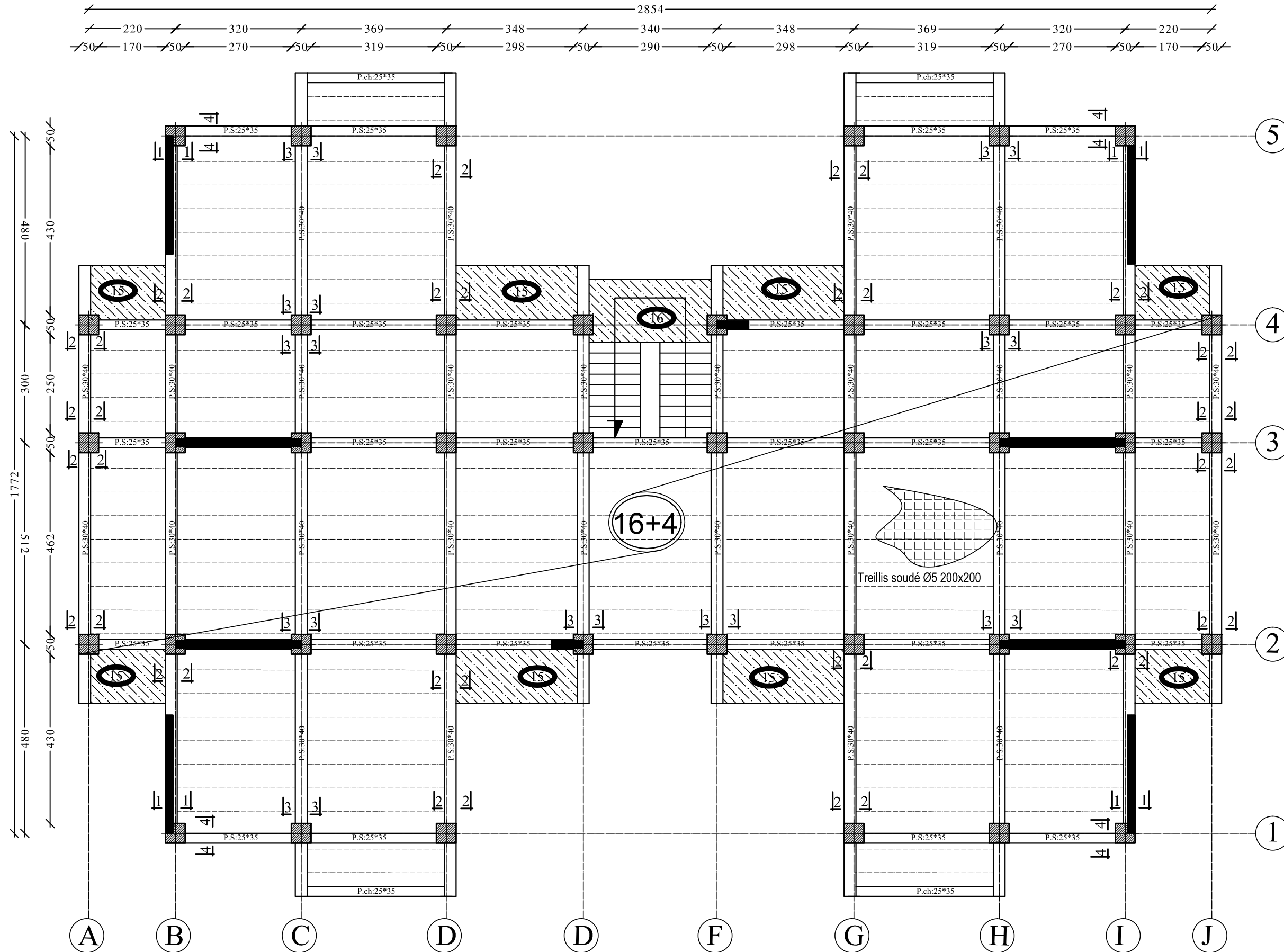


# Plan de coffrage plancher niveau : +0.00 m



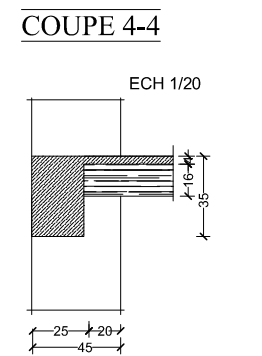
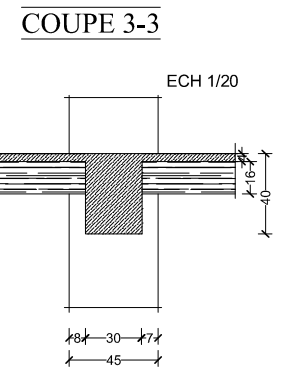
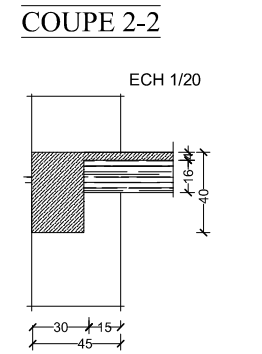
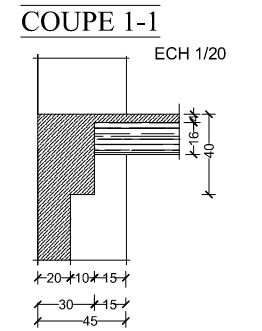
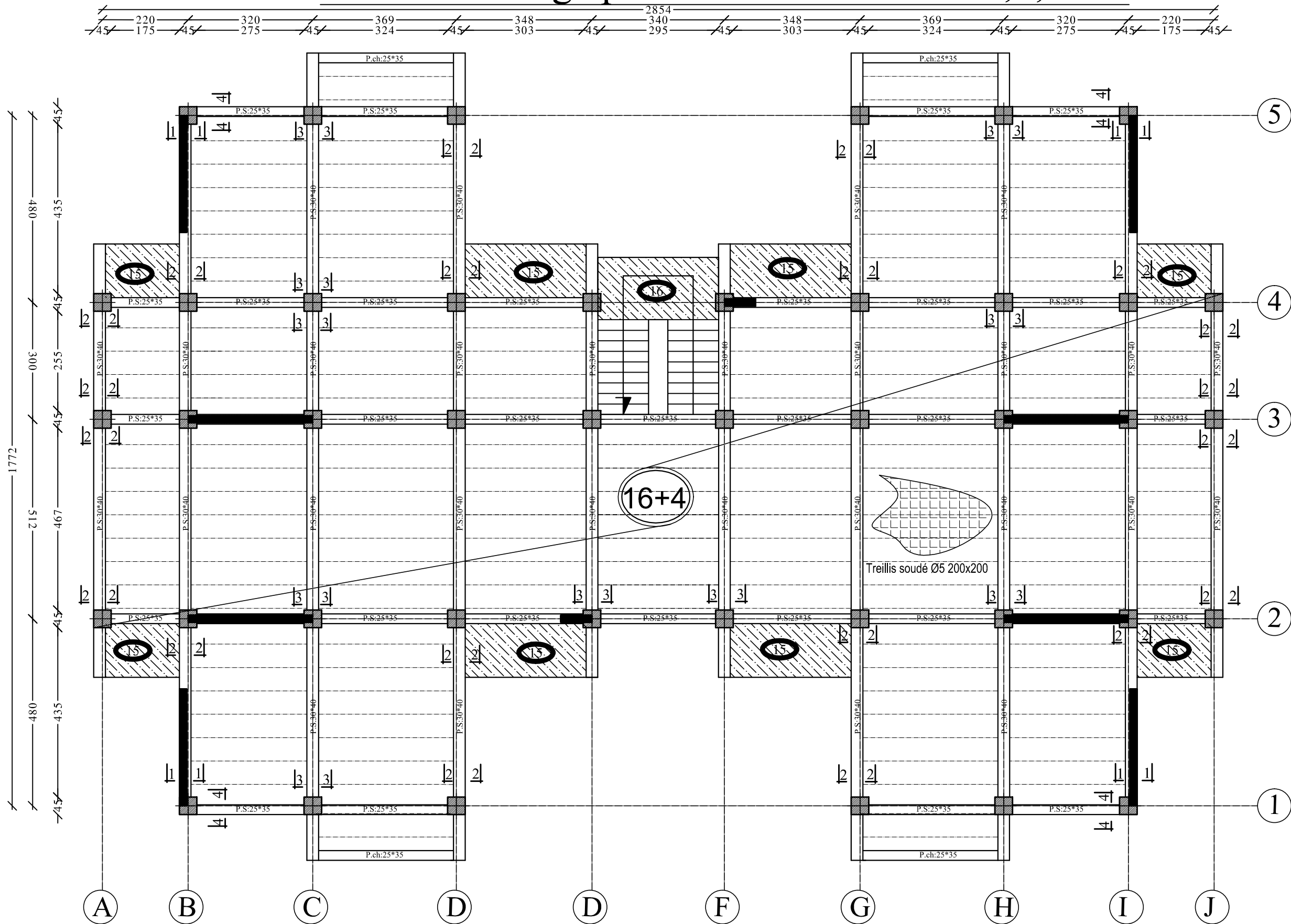
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5	
+ SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER	
Réalise par: HASSAINE SARAH HAMTACHE KAHINA.	
Encadrée par: Monsieur BOUKAIS.S.	
SITUATION: BOUMERDES	promotion :2019/ 2020

# Plan de coffrage plancher niveau : +3.06 m



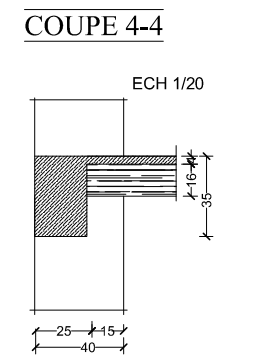
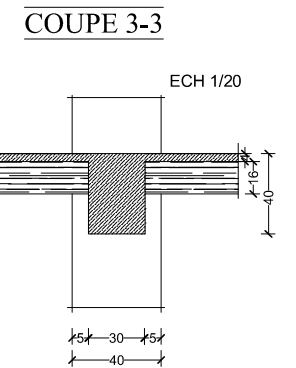
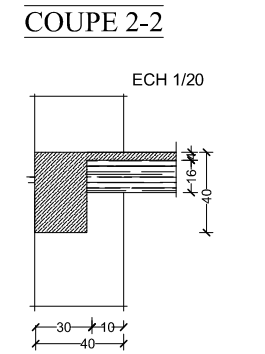
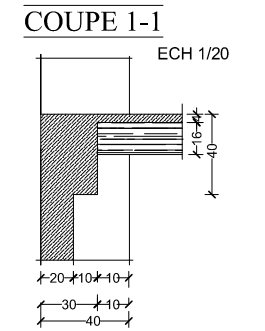
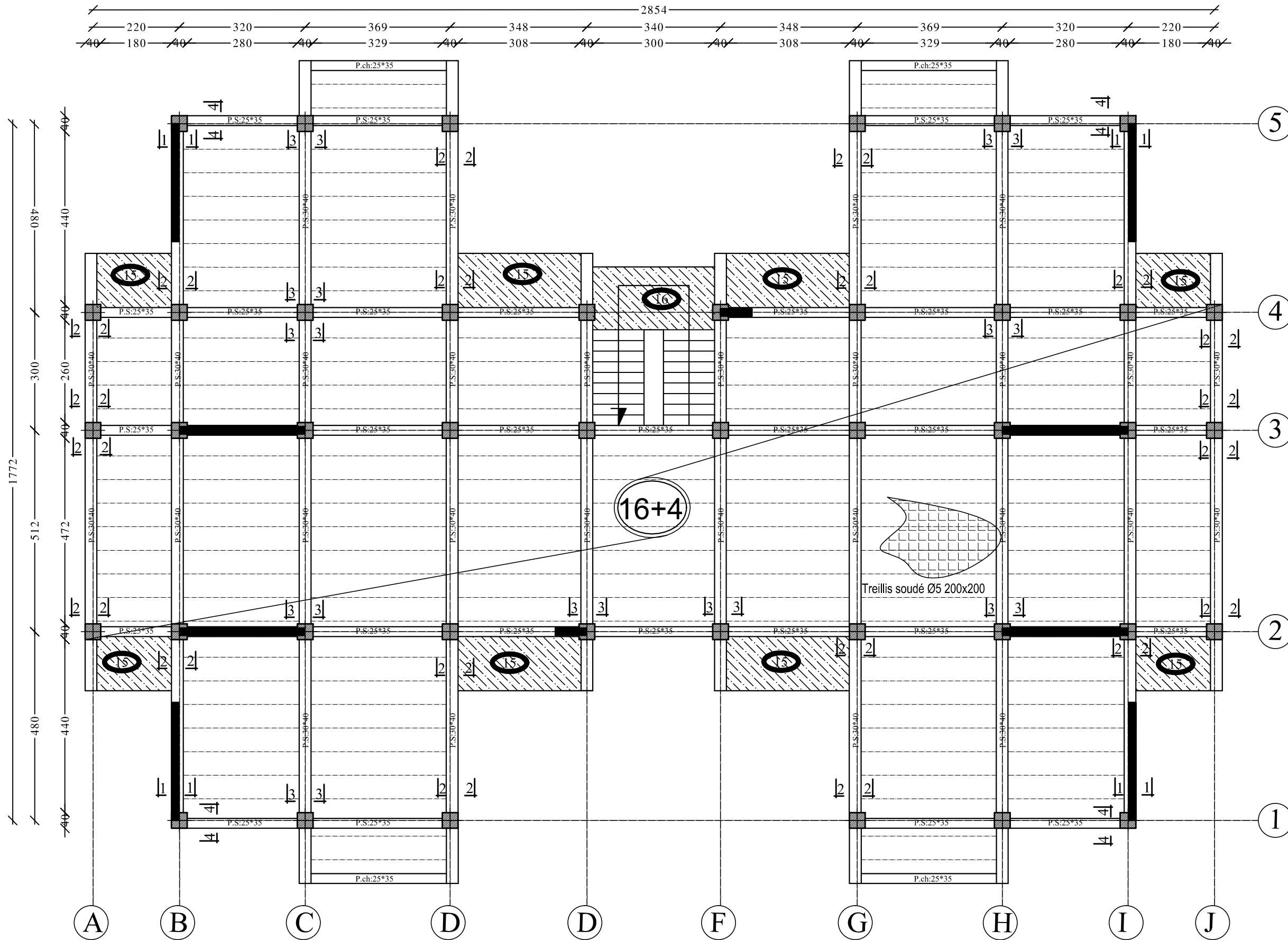
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5	
+ SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER	
Réalise par: HASSAINE SARAH	
HAMTACHE KAHINA.	
Encadrée par: Monsieur BOUKAIS.S.	
SITUATION:	promotion :2019/ 2020
BOUMERDES	

# Plan de coffrage plancher niveau : +6.12;9,18 m



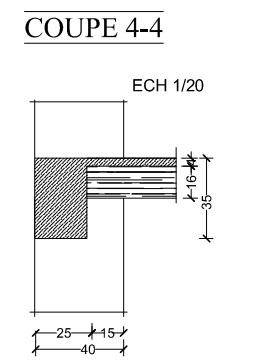
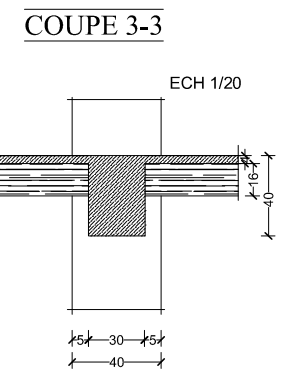
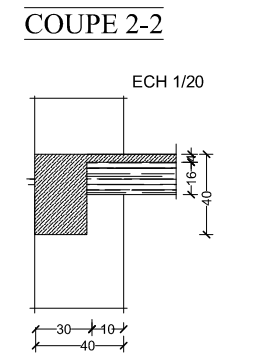
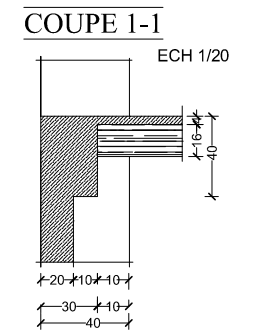
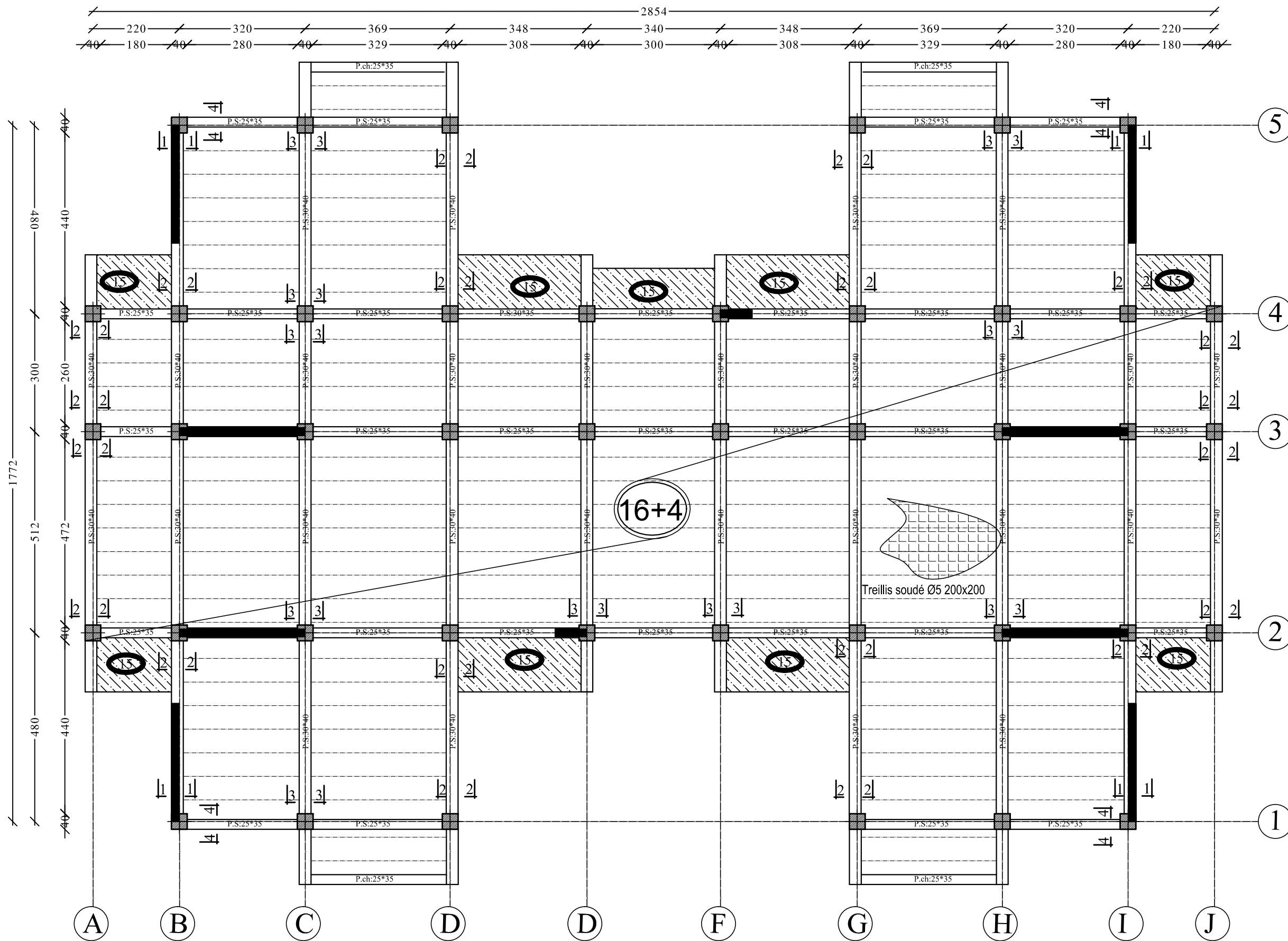
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5	
+ SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER	
Réalise par: HASSAINE SARAH	
HAMTACHE KAHINA.	
Encadrée par : Monsieur BOUKAIS.S.	
SITUATION:	promotion :2019/ 2020
BOUMERDES	

# Plan de coffrage plancher niveau : +12,24 ; 15,30 m



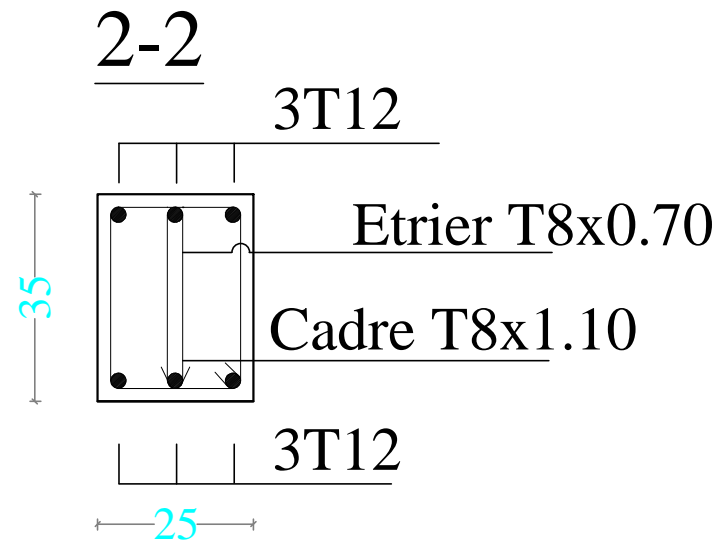
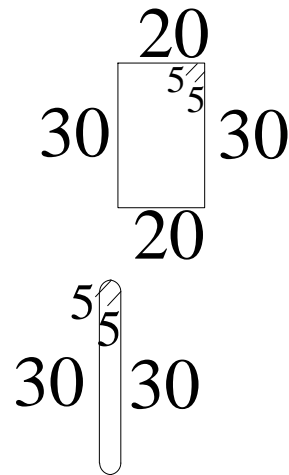
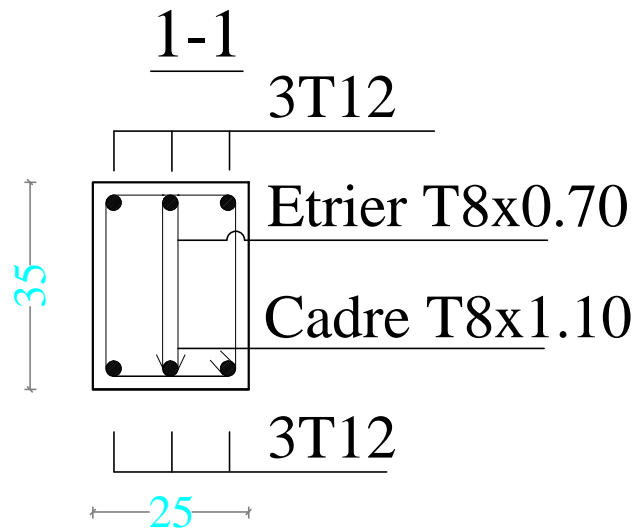
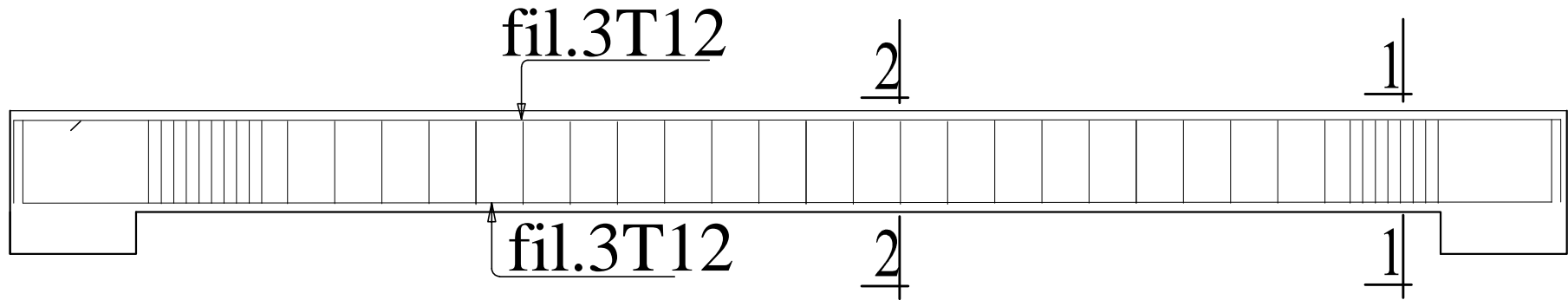
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5	
+ SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER	
Réalise par: HASSAINE SARAH HAMTACHE KAHINA.	
Encadrée par: Monsieur BOUKAIS.S.	
SITUATION: BOUMERDES	promotion :2019/ 2020

# Plan de coffrage plancher niveau : +18,36 m



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5 SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER	
Réalise par: HASSAINE SARAH HAMIACHE KAHINA. Encadrée par: Monsieur BOUKAIS.S.	
SITUATION: BOUMERDES	promotion :2019/ 2020

# FERRAILLAGE : POUTRE DE CHAINAGE (25X35)



# Chapitre IV :

## Présentation de l'états et modélisation

**Introduction :**

On possède différents programmes de calcul qui nous permettent de résoudre les problèmes de calcul des structures et de les contrôler en peu de temps, comme SAP 2000, ROBOTS et ETABS.

Dans notre cas on a choisi l'ETABS.

**IV.1 Présentation du logiciel Etabs :****IV.1.1 Introduction :**

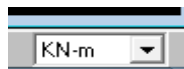
La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliquée à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

**IV.1.2 Etapes de modélisation :****➤ Première étape :**

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

**• Choix des unités :**

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

**• Géométrie de base :**

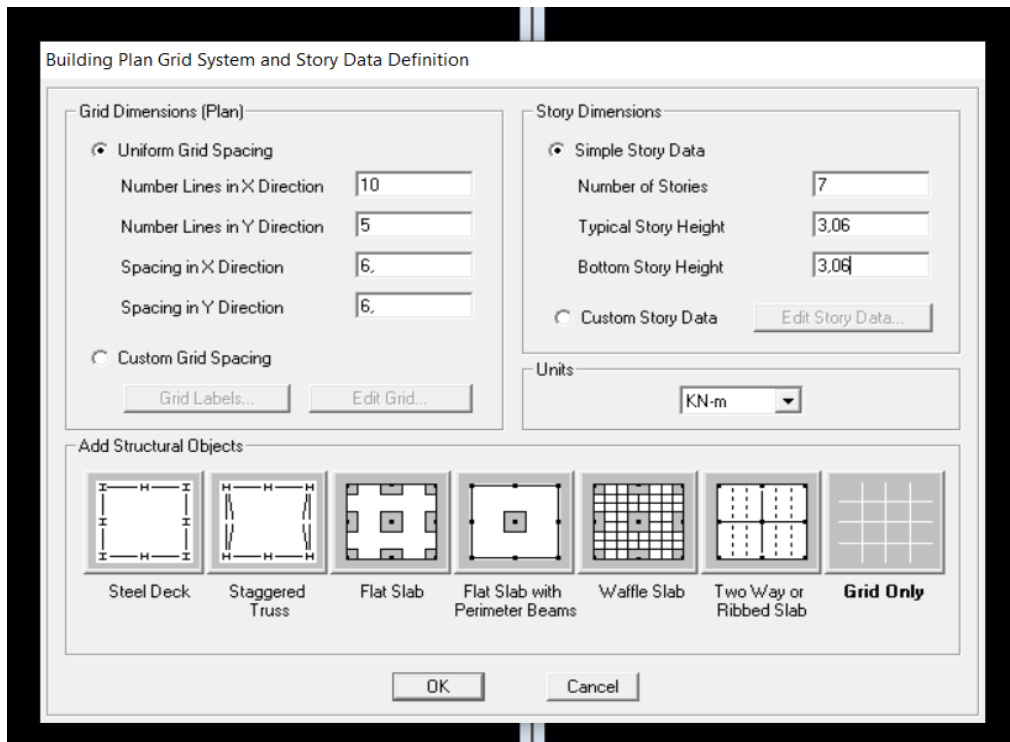
Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model** → **Default.edb**.

Cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 10 lignes suivant x-x)

Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 5 lignes suivant y-y)

Le nombre des étages, (7 niveaux)



**FigIV.1** : Géométrie de base.

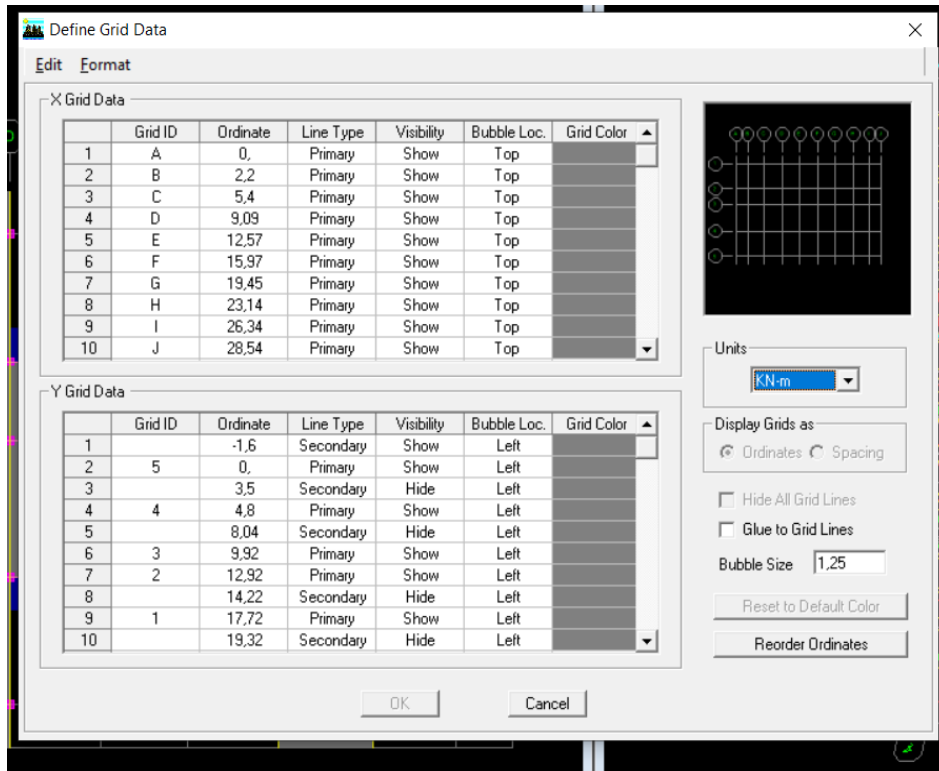
Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y**. **X-Z**.**Y-Z**.

- **Modification de la géométrie de base :**

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage, On clique sur



On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**



**FigIV.2 :** Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

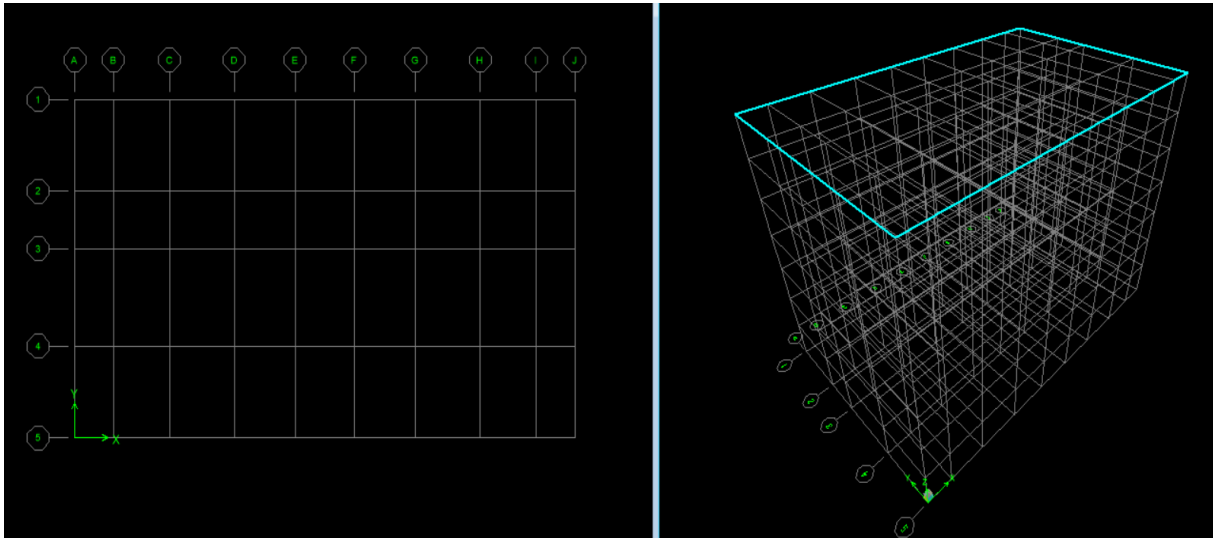
Cette opération permet d'introduire :

- ✓ 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

**NB :**

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

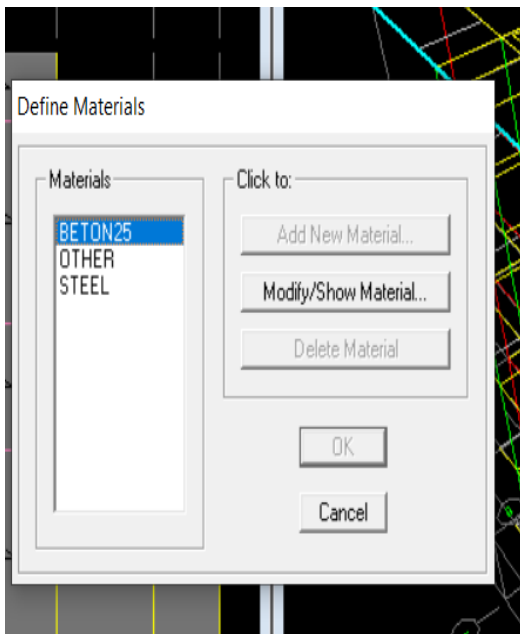
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en **3D** et l'autre en **2D**.



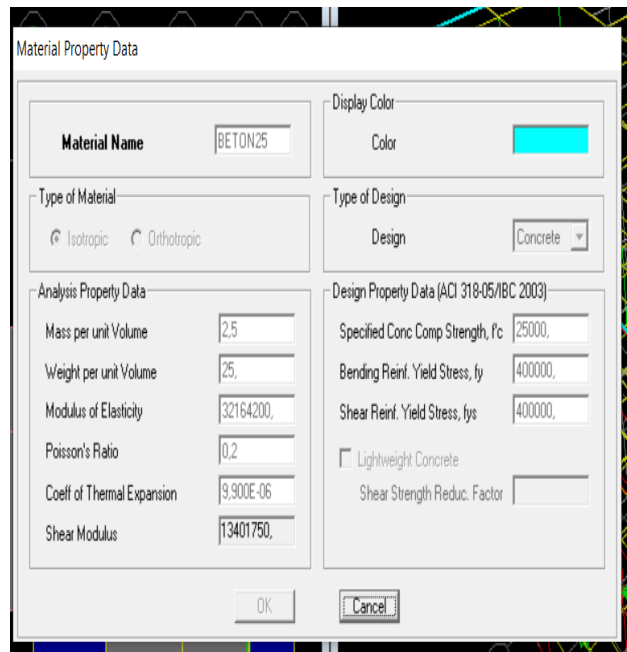
➤ **Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define**→**Material proprietes** nous sélectionnons **Add new materiale** →**Material name B25**. Les modifications inscrites dans la figure suivante :



**FigIV.3 :** Définir un nouveau matériau

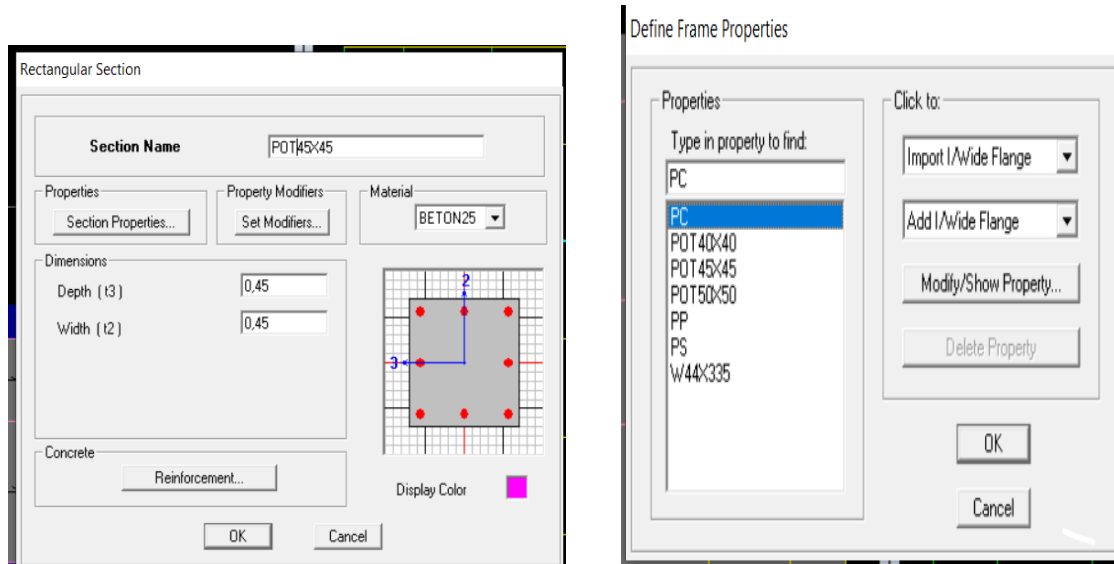


**FigIV.4 :** Géométrie de base

➤ **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (Poutres, poteaux et voile)

Nous choisissons le menu **Define**→**Frame sections**  , On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rctangular** pour ajouter une section rectangulaire.



FigIV.5 : Dimensionnement des éléments

L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **surfaiques** (voile, plancher)

On choisit le menu :

**Define**→**wall/slab/decksection**→**Add new Wall** pour le dimensionnement du voile

**Define**→**wall/slab/decksection**→**Add new deck** pour le dimensionnement du plancher

Define Wall/Slab/Deck Sections

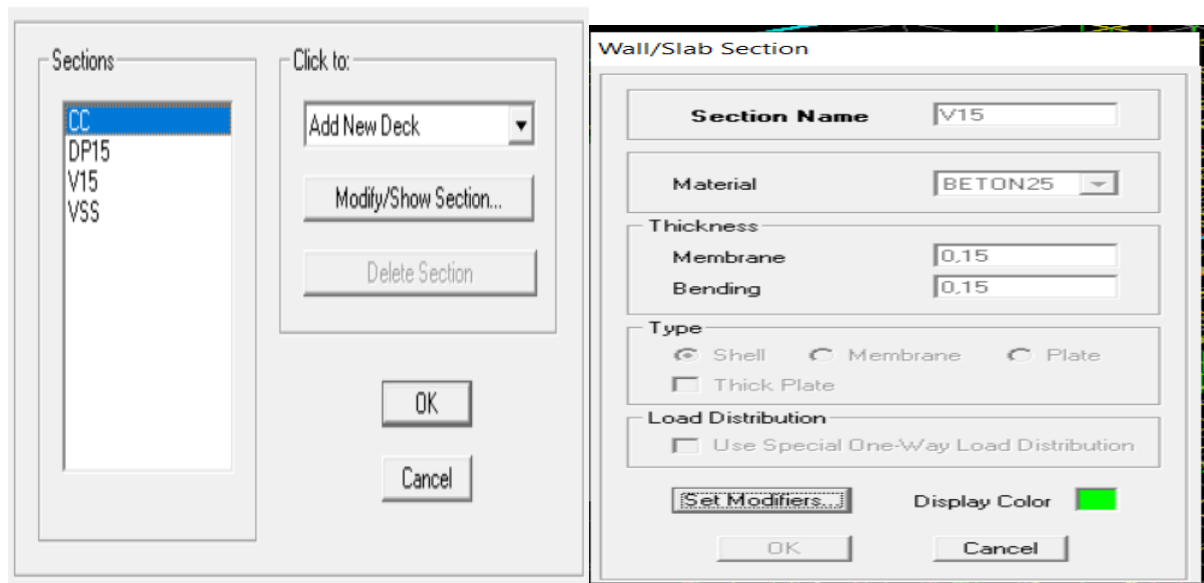



Figure IV.6 : Dimensionnement des voiles.

- **Dessin des éléments de la structure**



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :

**Pour les poteaux :**

On clique sur le bouton 

Une fenêtre s'affiche (*properties of object*) → *None* → on choisit le nom de la section (pot30 30 par exemple) on valide

**Pour les poutres et les voiles :**

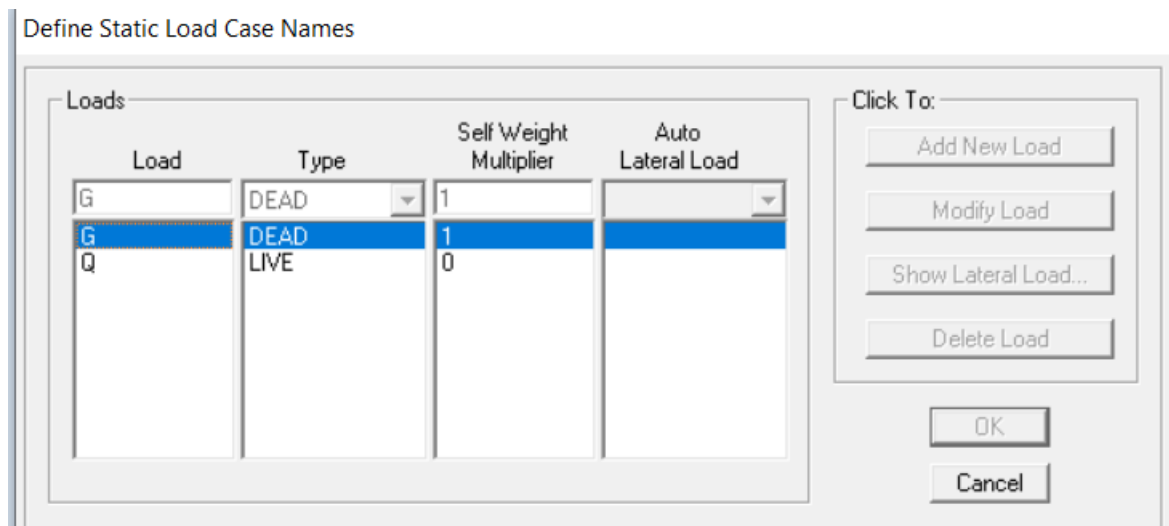
De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :

➤ **Quatrième étape :**

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (GetQ):**

La structure est soumise à des charges permanentes(G) et des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :**Define**→**Static Load Cases**



**FigIV.7 :** Définition des charges G et Q

- **Charge dynamique(E) :**

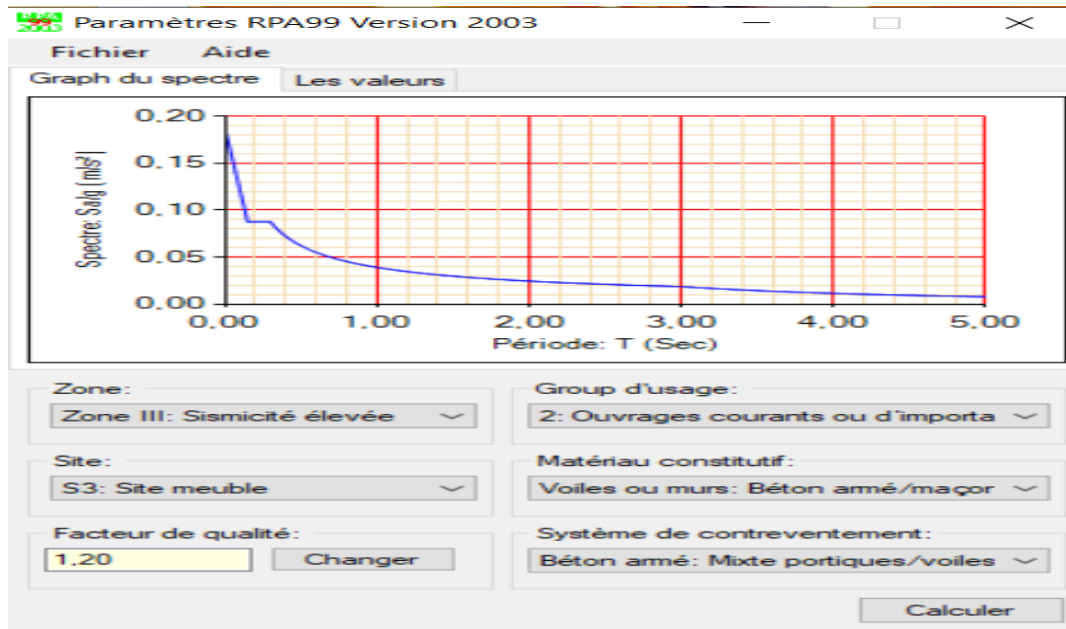
Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération [(Sa/g) Accélération spectrale] 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 : III
- Groupe d'usage :2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coefficient de comportement : R=5 (Mixte portiques/voiles)
- Remplissage : Béton armé /Maçonnerie
- Site : S3 (site meuble)
- Facteur de qualité (Q) :  $Q=1+\sum Q_p= 1,2$

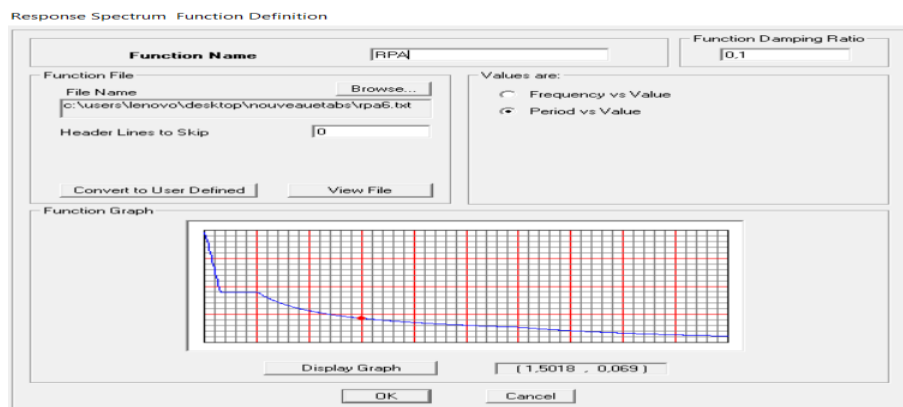


On ouvre l'application en cliquant sur l'icône :



FigIV.8 : Le spectre de réponse

Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel ETABS par :  
**Define**→**Response Spectrum Functions** →**Add Spectrum from file**



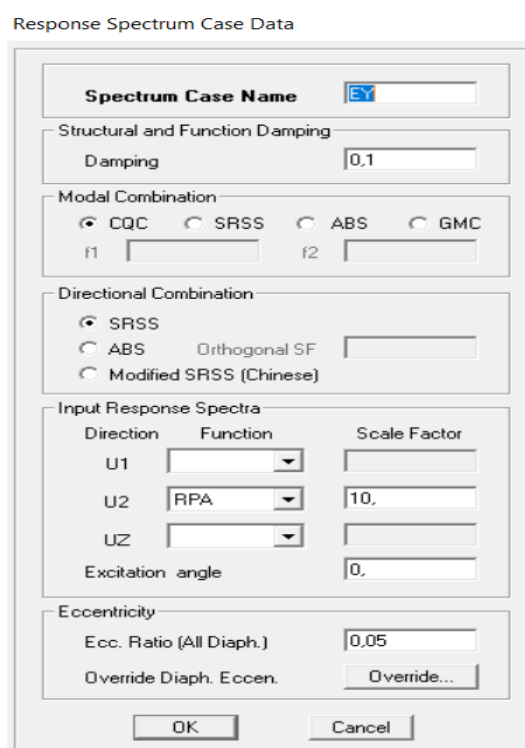
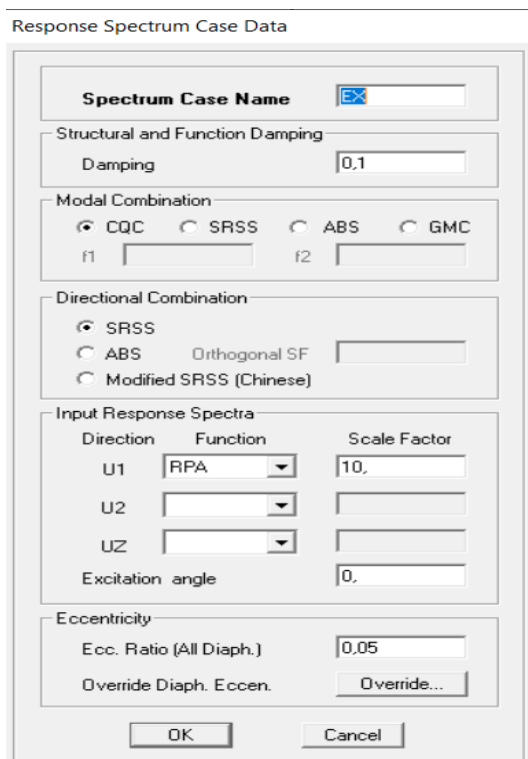
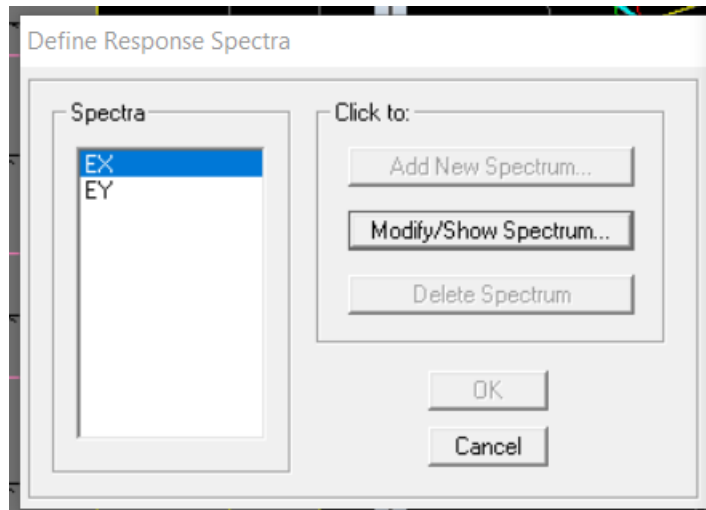
FigIV.9 : Introduction du spectre de réponse

Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du

Chargement  $E_x$  et  $E_y$  (séisme), pour cela on clique sur:

**Define Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum** (ou )

Dans la partie **Input Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre En compte dont les deux directions principales sont **U1** et **U2**.



**FigIV.10** : Définition du chargement  $E_x$  et  $E_y$  (séisme)

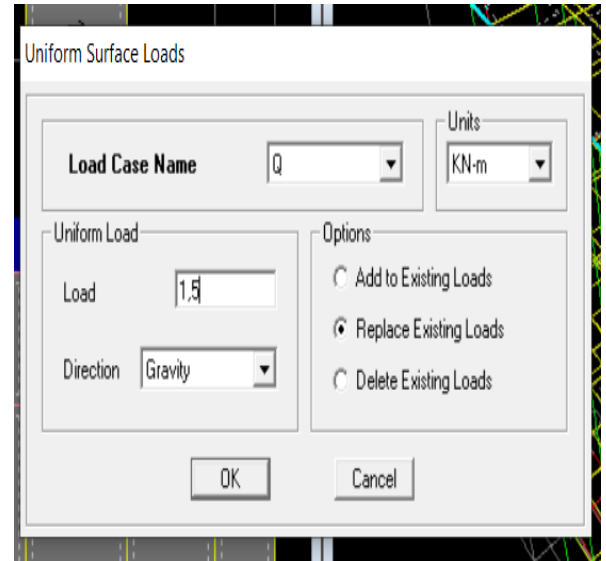
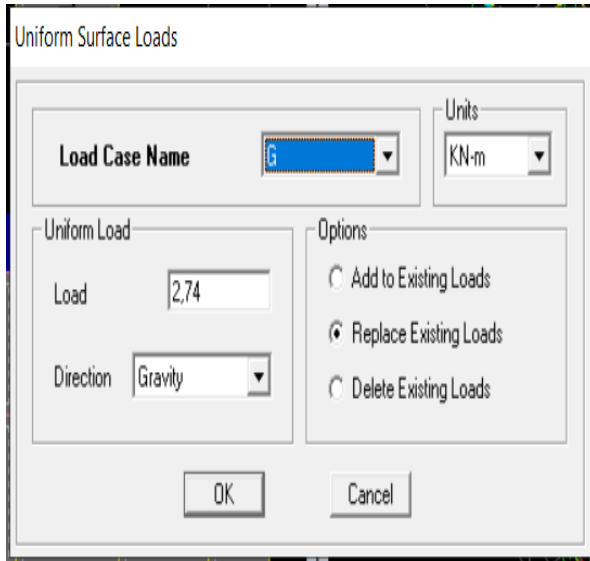
➤ **Cinquième étape :**

Chargement du plancher

• **Etapas du chargement :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

**Assign** → **Shell/Area loads** → **Uniform...ousur**



**FigIV.11 :** Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

➤ **Sixième étape :**

• **Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

▪ **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

**ELU :**  $1,35 G + 1,5 Q$

**ELS :**  $G + Q$

▪ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

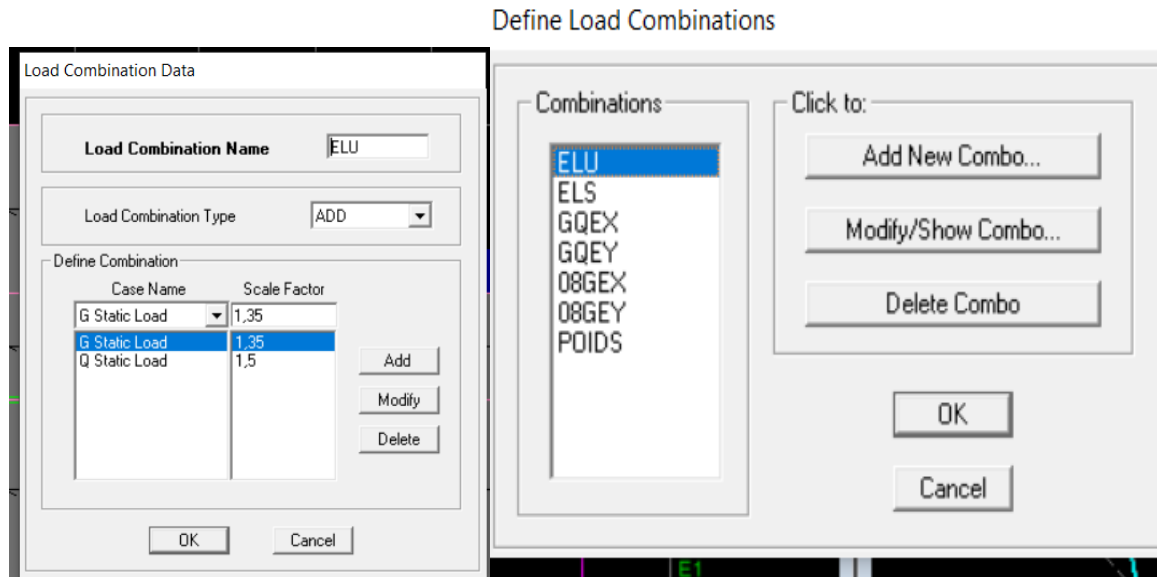
**GQE:**  $G + Q \pm E$

**0,8GE :**  $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **load Combinations** → **Add New Comb**





FigIV.12 : Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

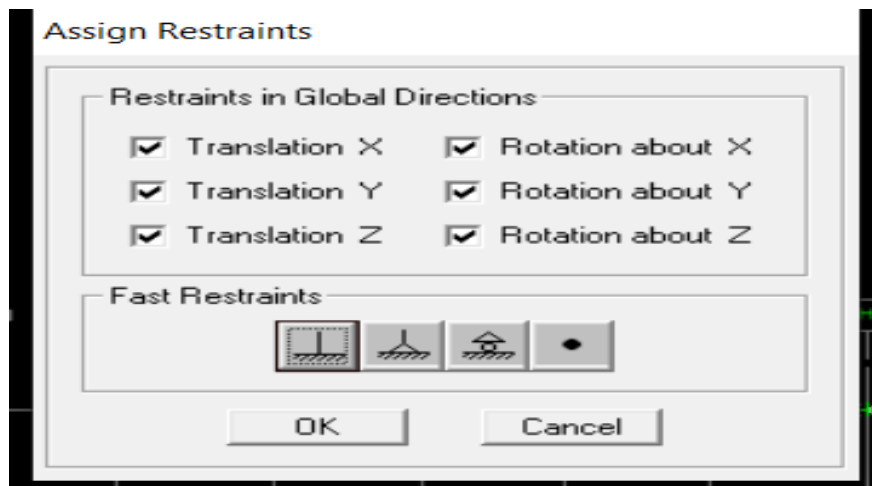
➤ **Septième étape :**

• **Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :**

▪ **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

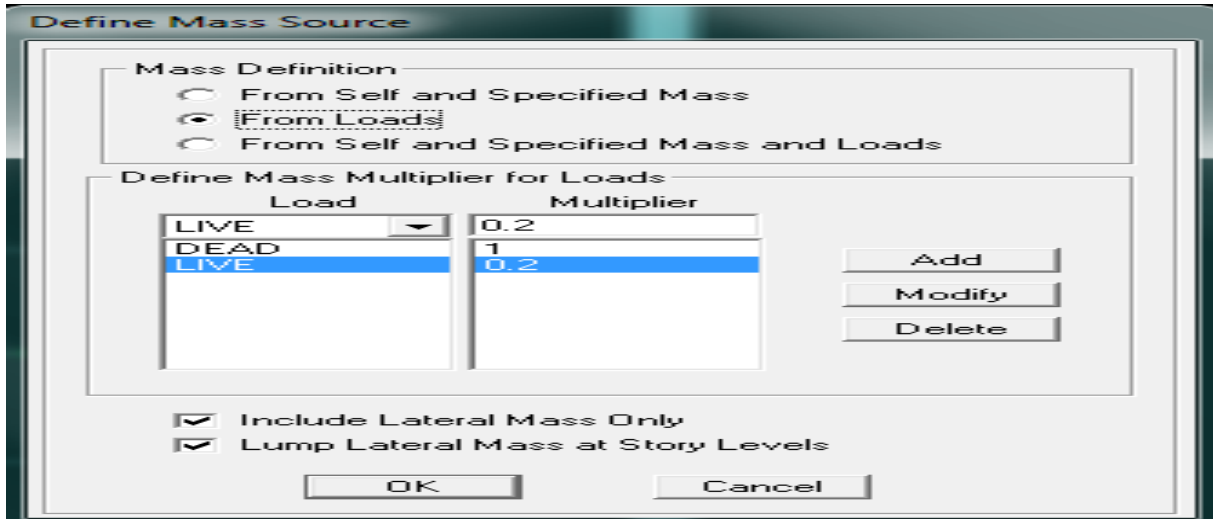
**Assign**→**Joint/point** → **Restraints** ou



FigIV.13 : Encastrement des appuis.

▪ **Mass-Source :**

Introduire la masse sismique **G+0,2Q** par : **Define**→**Mass source**



**FigIV.14 :** La combinaison du poids (G+0,2)

• **Diaphragme :**

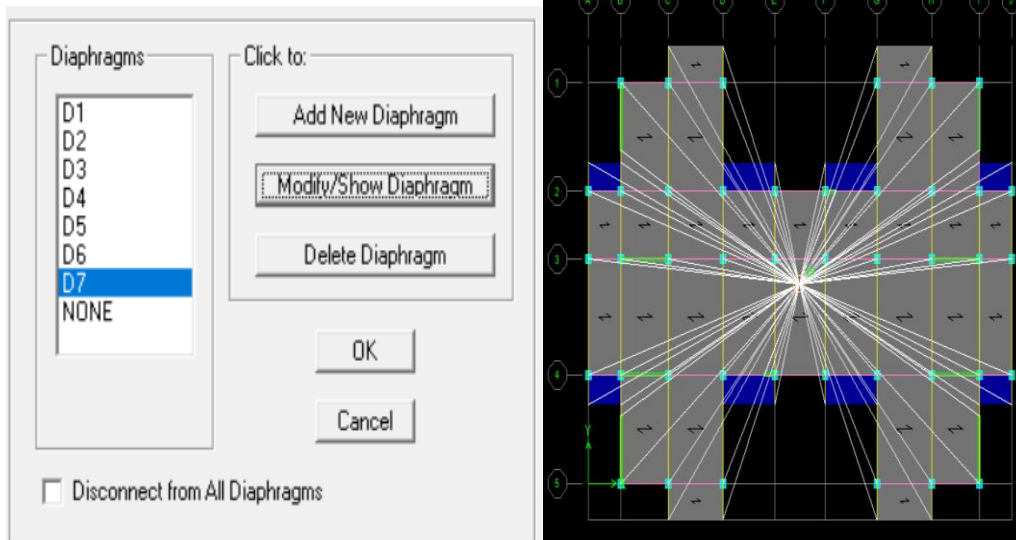
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign** → **Joint/point** → **Diaphragm**→**Add New Diaphragm** où



Assign Diaphragm



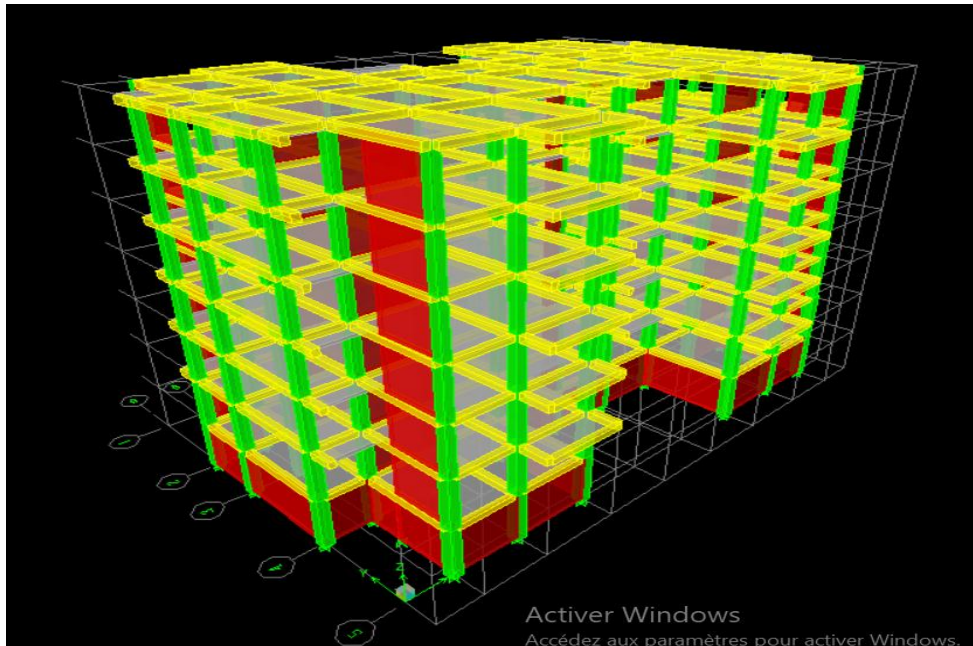
**FigIV.15 :** le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

➤ **Huitième étape :**

- **Analyse et visualisation des résultats**

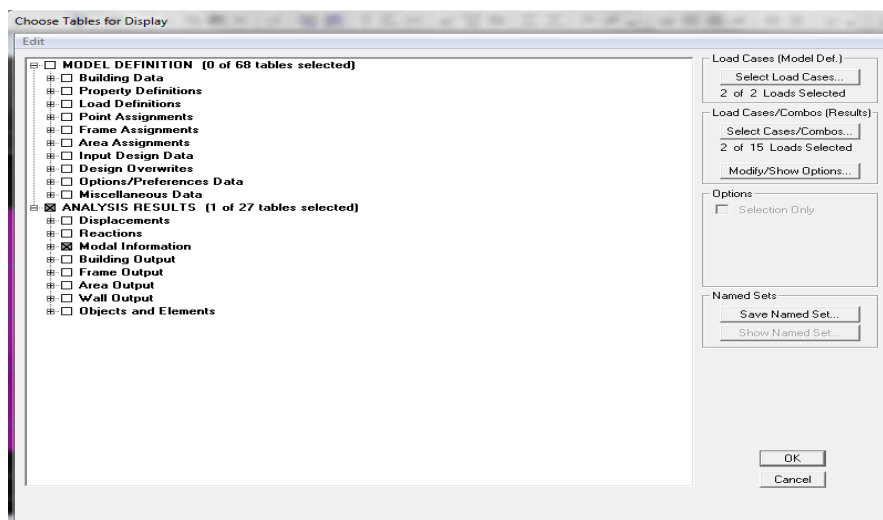
Pour le lancement de l'analyse : **Analyze→Run→Analysis**



➤ **Visualisation des résultats**

- **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **Display →show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



**FigIV.16 : Choix des tableaux à afficher**

- **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on Sélectionne **Show Memberforces/Stresses Diagram** dans  le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres :**

- **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display** → **Show tables** → **frame out put** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

- **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, **Area** → **Out put** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements :**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** »

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U<sub>x</sub>** correspond aux sens xx, et **U<sub>y</sub>** au sens yy.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY Effort tranchant de niveau** » : Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3DView** et on sélectionne le plan XZD ans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX** ou **EY**

.Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

**Remarque :** En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et en désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

# Chapitre IV :

## Modélisation et vérification de la structure

### V.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. La période empirique T.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. Justification du système de contreventement
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements relatifs.
6. Vérification de l'excentricité
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
8. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

### V.2 Vérification de la période empirique T :

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numérique.

Donc la valeur trouvée dans ETABS :

$$T_{\text{Etabs}} = 0.44 \text{ s.}$$

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_n^{3/4}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n dans notre cas  $h_n = 19,32 \text{ m}$ .

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [tableau 4-6 du RPA99/version2003].

Dans notre cas  $C_T = 0.05$ .

$$T = 0,05 \times (19,32)^{3/4} = 0,46 \text{ s}$$

Selon l'article 4.24 du RPA99 version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{etabs}} \leq 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$0.44 \text{ s} \leq 0.59 \text{ s}$$

V.3 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).

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,448342	0,5671	62,7503	0,0000	0,5671	62,7503	0,0000	95,42
2	0,440836	62,3614	0,6333	0,0000	62,9285	63,3836	0,0000	0,961
3	0,392689	0,3253	0,2998	0,0000	63,2537	63,6834	0,0000	0,447
4	0,119475	0,0050	15,0667	0,0000	63,2588	78,7501	0,0000	1,728
5	0,108856	11,5978	0,0208	0,0000	74,8566	78,7709	0,0000	0,001
6	0,100512	5,0325	0,0093	0,0000	79,8891	78,7802	0,0000	0,000
7	0,055294	0,0004	6,7228	0,0000	79,8895	85,5030	0,0000	0,782
8	0,050153	3,8681	0,0019	0,0000	83,7576	85,5049	0,0000	0,000
9	0,045311	2,4553	0,0004	0,0000	86,2129	85,5053	0,0000	0,000
10	0,033992	0,0000	3,8599	0,0000	86,2129	89,3652	0,0000	0,238
11	0,031328	2,1898	0,0001	0,0000	88,4028	89,3654	0,0000	0,000
12	0,028002	0,9923	0,0000	0,0000	89,3951	89,3654	0,0000	0,000
13	0,024794	0,0000	2,3692	0,0000	89,3951	91,7346	0,0000	0,127
14	0,023310	1,4470	0,0000	0,0000	90,8421	91,7346	0,0000	0,000
15	0,020630	0,5150	0,0000	0,0000	91,3571	91,7346	0,0000	0,000
16	0,020485	0,0000	1,2536	0,0000	91,3571	92,9882	0,0000	0,051
17	0,019471	0,7796	0,0000	0,0000	92,1366	92,9882	0,0000	0,000
18	0,017343	0,0000	7,0112	0,0000	92,1366	99,9994	0,0000	0,239

Tableau V.1 : participation massique.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,448342	0,5671	62,7503	0,5671	62,7503	0,3467	0,3467
2	0,440836	62,3614	0,6333	62,9285	63,3836	0,3174	0,6641
3	0,392689	0,3253	0,2998	63,2537	63,6834	62,1744	62,8385
4	0,119475	0,005	15,0667	63,2588	78,7501	0,0277	62,8662
5	0,108856	11,5978	0,0208	74,8566	78,7709	4,0239	66,89
6	0,100512	5,0325	0,0093	79,8891	78,7802	11,2274	78,1175
7	0,055294	0,0004	6,7228	79,8895	85,503	0,003	78,1204
8	0,050153	3,8681	0,0019	83,7576	85,5049	2,3389	80,4593
9	0,045311	2,4553	0,0004	86,2129	85,5053	4,2191	84,6785
10	0,033992	0	3,8599	86,2129	89,3652	0,0003	84,6788
11	0,031328	2,1898	0,0001	88,4028	89,3654	1,0551	85,7338
12	0,028002	0,9923	0	89,3951	89,3654	2,6251	88,3589
13	0,024794	0	2,3692	89,3951	91,7346	0	88,3589
14	0,02331	1,447	0	90,8421	91,7346	0,4834	88,8424
15	0,02063	0,515	0	91,3571	91,7346	1,7309	90,5732
16	0,020485	0	1,2536	91,3571	92,9882	0	90,5732
17	0,019471	0,7796	0	92,1366	92,9882	0,2271	90,8003
18	0,017343	0	7,0112	92,1366	99,9994	0	90,8004
19	0,017153	0,3836	0,0006	92,5203	100	0,8079	91,6083
20	0,015938	7,1278	0	99,648	100	0,8223	92,4306
21	0,014441	0,352	0	100	100	7,5694	100

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 14 ( $90.8421 \geq 90\%$ ).  
 Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 14 ( $91.7346 \geq 90\%$ ).

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90 % à partir de le 12eme mode :

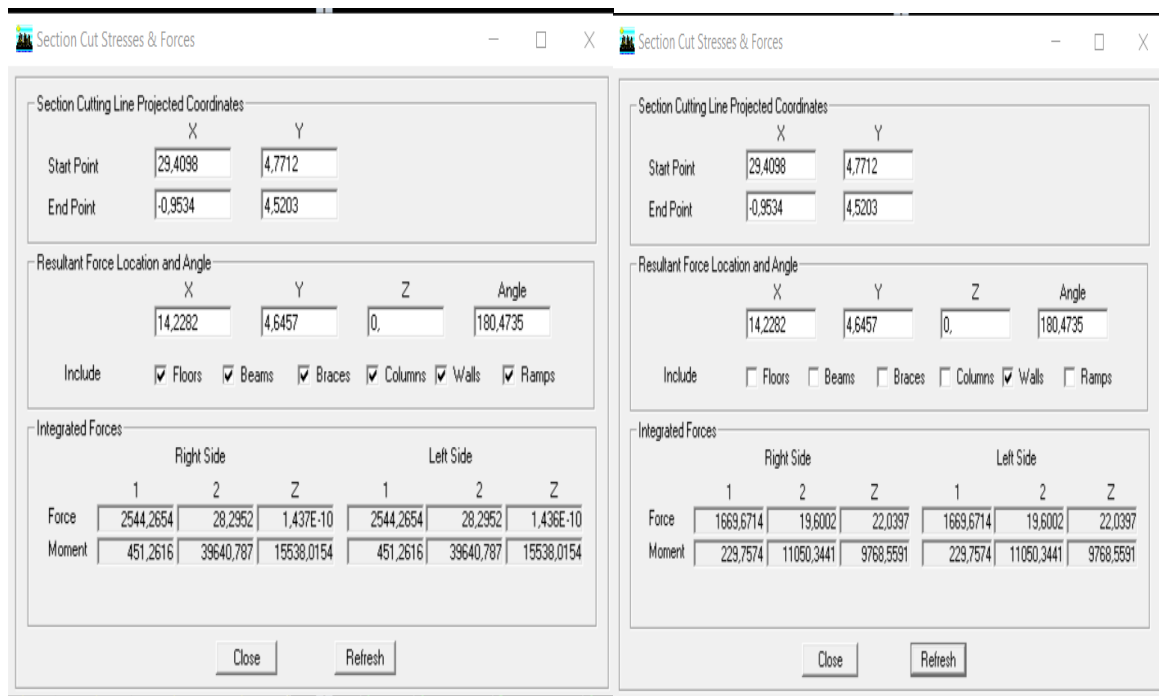
- Sens xx : 62.3614% une translation suivante x.
- Sens yy : 62.7503% une translation suivante y.
- Sens zz : 62.1744% une rotation suivante z.

Donc la condition du RPA est vérifiée.

**V.4 Etude de contreventement :**

- Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS version 9.7.0

**Sens x-x :**



On a 2544,2654 → 100%

1669.6714 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

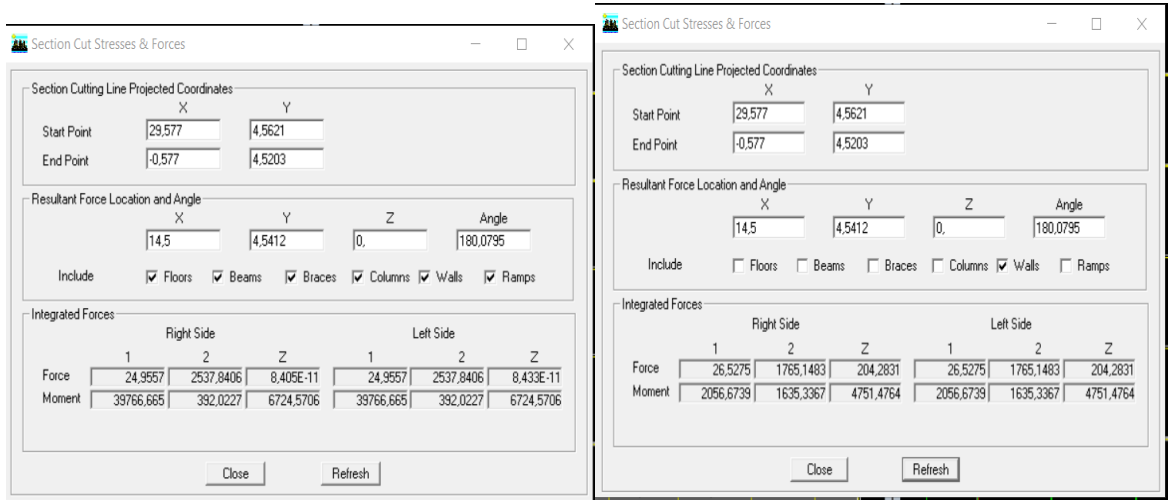
$$X = \frac{1669.6714 \times 100}{2544.2654} = 65.62\%$$

Donc :

Effort repris par les voiles = 65.62%

Effort repris par les portiques = 34.38%

**Sens y-y :**



On a 2537.8406 → 100%  
 1765.1483 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

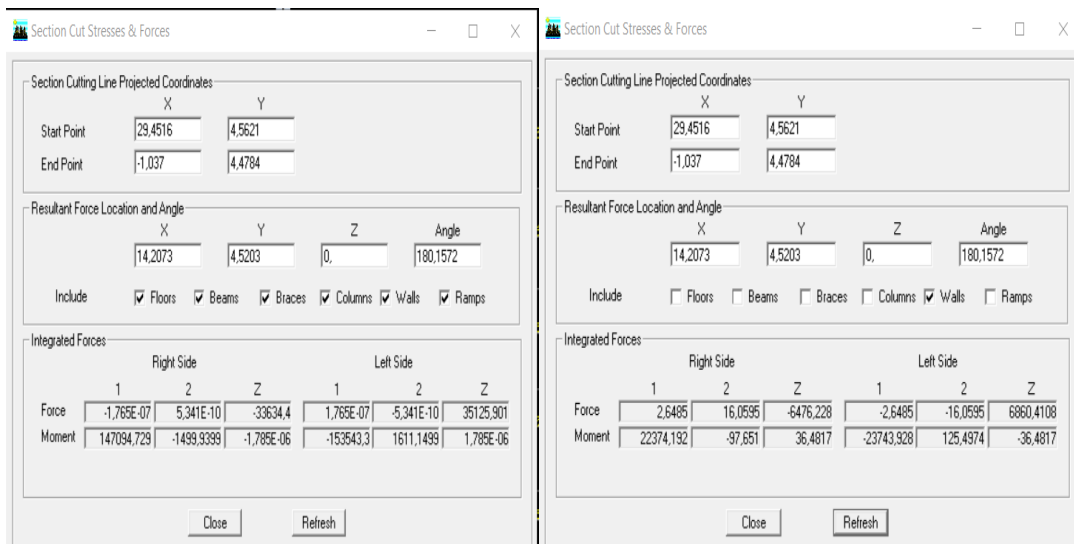
$$X = \frac{1765.1483 \times 100}{2537.8406} = 69.55 \%$$

Donc :

Effort repris par les voiles=69.55%

Effort repris par les portiques=30.45%

- Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont données par L'ETABS version 9.7.0



On a 33634.4 → 100%  
 6476.228 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{6476.228 \times 100}{33634.4} = 19.25 \%$$

Donc :

Effort repris par les voiles=19.25%

Effort repris par les portiques=80.75%

—————> Le système est à contreventement mixte (voile et portique) donc  $R=5$

#### V.5 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  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 formule empirique appropriée.

$$V_t \geq 0.80 V \quad (\text{Art 4.3.6 de RPA})$$

$V_t$  : Effort tranchant à la base de la structure (Tirer des résultats de l'ETABS)

#### ➤ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

**A** : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R** : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q** : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux...etc.).

**W** : poids de la structure.

#### • Application :

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

On a : zone III et groupe d'usage c'est 2 —————>  $A = 0,25$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \quad \text{Avec } D \leq 2,5 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

**T2 période caractéristique**, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau V.2 : Valeurs de T1 et T2**

T<sub>1</sub>(S3) = 0,15 sec

T<sub>2</sub>(S3) = 0,5 sec

**η : Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$

Où ζ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide, on prend :

ζ = 10 %

D'où η = 0.76 > 0.7

**Estimation de la période fondamentale de la structure.**

La valeur de la période fondamentale(T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

$$T = \min \left( C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_x}} \right)$$

**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

**C<sub>T</sub>** : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003. Dans notre cas C<sub>T</sub>=0.05

- **Suivant x-x**

T= min (0.05×(19,32)<sup>3/4</sup> ;  $\frac{0.09 \times 19,32}{\sqrt{28,94}}$ ) = min (0,46 ; 0,32) = 0,32

- **Suivant y-y**

$$T = \min (0.05 \times (19,32)^{3/4}; \frac{0.09 \times 34,68}{\sqrt{18,12}}) = \min (0,46 ; 0,40) = 0,40$$

D'où le facteur d'amplification dynamique moyen **D** est :

$$D = 2,5\eta = 2,5 \times 0,76 = 1,9$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, pour une structure en béton armé à contreventement par voiles → **R = 5**

Calcul du facteur de qualité « Q » :

Est donné par la formule suivante :  $Q = \sum_6^1 P_q + 1$

Critère q	Observé	P <sub>q</sub>
1. condition minimale sur les files de contreventement.	NON	0.5
2. redondance en plan.	NON	0.5
3. régularité en plan.	NON	0.5
4. régularité en élévation.	NON	0.5
5-contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
<b>Q= 1.2</b>		

Tableau V.3 : facteur de qualité de la structure

**W** : poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  d'où  $W_T = \sum W_i$

**W<sub>Gi</sub>** : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

**W<sub>Qi</sub>** : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

**B** : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Dans notre cas et pour un bâtiment a usage habitation :  $\beta=0.20$ .

$$W=27299.70KN$$

Story Shears

Edit View

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
E5	POIDS	Top	3001,97	0,00	0,00	0,000	26795,368	-42727,117
E5	POIDS	Bottom	3817,61	0,00	0,00	0,000	33931,354	-54366,342
E4	POIDS	Top	6643,28	0,00	0,00	0,000	59155,880	-94580,273
E4	POIDS	Bottom	7458,93	0,00	0,00	0,000	66291,865	-106219,491
E3	POIDS	Top	10284,60	0,00	0,00	0,000	91516,391	-146433,421
E3	POIDS	Bottom	11100,24	0,00	0,00	0,000	98652,377	-158072,651
E2	POIDS	Top	13925,91	0,00	0,00	0,000	123876,903	-198286,581
E2	POIDS	Bottom	14878,10	0,00	0,00	0,000	132257,207	-211874,411
E1	POIDS	Top	17703,77	0,00	0,00	0,000	157481,733	-252088,341
E1	POIDS	Bottom	18655,97	0,00	0,00	0,000	165862,037	-265676,171
RDC	POIDS	Top	21528,05	0,00	0,00	0,000	191372,497	-306552,441
RDC	POIDS	Bottom	22632,87	0,00	0,00	0,000	201143,510	-322318,121
SS	POIDS	Top	25037,75	0,00	0,00	0,000	222439,973	-356588,011
SS	POIDS	Bottom	27299,70	0,00	0,00	0,000	242654,352	-388866,071

OK

- Calcul de l'effort tranchant à la base :

	Sens x-x :	Sens y-y :
<b>A</b>	0,25	0,25
<b>R</b>	5	5
<b>Q</b>	1,2	1,2
<b>D</b>	1,9	1,9
<b>W</b>	27299,70KN	27299,70KN

$$V_x = V_y = \frac{0,25 \times 1,9 \times 1,2}{5} \times 27299,70 = 3112,16 \text{KN}$$

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	21,32	-224,22	0,00	3710,039	352,877	-3385,5
	EX	2	U1	2343,89	236,20	0,00	-3904,757	38865,273	-17364,1
	EX	3	U1	12,22	-11,74	0,00	192,318	210,409	-272,8
	EX	4	U1	0,23	-12,84	0,00	58,380	1,078	-185,2
	EX	5	U1	577,27	24,44	0,00	-99,770	2736,179	-4756,6
	EX	6	U1	263,73	-11,37	0,00	42,616	1336,580	-2487,3
	EX	7	U1	0,03	-3,56	0,00	16,277	0,126	-50,96
	EX	8	U1	260,10	5,73	0,00	-24,964	1106,098	-2221,4
	EX	9	U1	168,54	-2,23	0,00	8,467	689,274	-1518,6
	EX	10	U1	0,00	-0,84	0,00	2,814	0,010	-12,05
	EX	11	U1	159,67	1,26	0,00	-3,078	513,493	-1390,7
	EX	12	U1	73,34	-0,40	0,00	0,360	229,705	-650,7
	EX	13	U1	0,00	-0,15	0,00	0,472	0,000	-2,16
	EX	14	U1	108,91	0,06	0,00	-0,094	335,013	-962,0
	EX	15	U1	39,16	0,03	0,00	-0,277	111,905	-344,4
	EX	16	U1	0,00	0,15	0,00	-0,420	0,001	2,20
	EX	17	U1	59,54	-0,29	0,00	0,879	165,426	-531,1
	EX	18	U1	0,00	0,80	0,00	1,480	0,001	8,50

Sens	V <sub>calculé</sub> (KN)	0.8 × V <sub>calculé</sub>	V <sub>ETABS</sub>	Condition
<b>X-X</b>	3112.16	2489.73	2686.51	CV
<b>Y-Y</b>	3112.16	2489.73	2676.68	CV

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

**V.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 :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \text{ (formule 4-19 de RPA)}$$

Avec :

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
E5	D7	EX	0,0099	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
E4	D6	EX	0,0082	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
E3	D5	EX	0,0063	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
E2	D4	EX	0,0043	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
E1	D3	EX	0,0026	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
RDC	D2	EX	0,0011	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
SS	D1	EX	0,0001	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
BASE	D7	EX	0,0000	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
E5	D7	EY	0,0001	0,0102	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
E4	D6	EY	0,0001	0,0085	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
E3	D5	EY	0,0001	0,0066	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
E2	D4	EY	0,0001	0,0046	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
E1	D3	EY	0,0000	0,0027	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
RDC	D2	EY	0,0000	0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
SS	D1	EY	0,0000	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
BASE	D7	EY	0,0000	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Story	$\delta_x(m)$	R	$\delta_k$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_y(m)$	R	$\delta_k$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%h(m)	Condition
ET5	0.0099	5	0.0495	0.0085	0.0102	5	0.051	0.0085	0.0306	CV
ET4	0,0082	5	0,041	0.0095	0.0085	5	0.0425	0.0095	0.0306	CV
ET3	0,0063	5	0,0315	0.01	0.0066	5	0.033	0.01	0.0306	CV
ET2	0,0043	5	0.0215	0.0085	0.0046	5	0.023	0.0095	0.0306	CV
ET1	0,0026	5	0,013	0.0075	0.0027	5	0.0135	0.008	0.0306	CV
RDC	0,0011	5	0,0055	0.005	0.0011	5	0.0055	0.005	0.0306	CV
SSOL	0,0001	5	0,0005	0.0005	0.0001	5	0.0005	0.0005	0.0306	CV

Tableau V.4 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

V.7 Vérification de l'excentricité :

Center Mass Rigidity

Edit View

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	SS	D1	405,6016	405,6016	14,238	8,843	405,6016	405,6016	14,238
	RDC	D2	389,8841	389,8841	14,242	8,807	389,8841	389,8841	14,242
	E1	D3	378,3525	378,3525	14,241	8,835	378,3525	378,3525	14,241
	E2	D4	371,3902	371,3902	14,240	8,830	371,3902	371,3902	14,240
	E3	D5	365,4107	365,4107	14,239	8,825	365,4107	365,4107	14,239
	E4	D6	365,4107	365,4107	14,239	8,825	365,4107	365,4107	14,239
	E5	D7	341,8870	341,8870	14,237	8,836	341,8870	341,8870	14,237

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3)

On doit vérifier que :  $|X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\% L_x$  (sens X)  
 $|Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\% L_y$  (sens Y)

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%Lx	5%Ly
SS	D1	14,238	8,843	14,27	8,683	-0,032	0.16	1,447	0,906
RDC	D2	14,242	8,807	14,22	8,052	0.022	0.755	1,447	0,906
E1	D3	14,241	8,835	14,14 5	8,077	0,096	0.758	1,447	0,906
E2	D4	14,24	8,83	14,09 4	8,252	0.146	0.578	1,447	0,906
E3	D5	14,239	8,825	14,06 2	8,441	0.177	0.384	1,447	0,906
E4	D6	14,239	8,825	14,04	8,628	0.229	0.197	1,447	0,906
E5	D7	14,237	8,836	14,02 4	8,776	0.213	0.06	1,447	0,906

Tableau V.5: Centre de torsion et centre de masse de la structure.

### V.8 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » ( $\Delta$ ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Tel que :

$\theta_k < 0.10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

$0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $1/(1-\theta_k)$ .

$\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

$h_K$  : hauteur de l'étage « K ».

Story	Load	Loc	P
ET5	POIDS	Bottom	3817.61
ET4	POIDS	Bottom	7458.93
ET3	POIDS	Bottom	11100.24
ET2	POIDS	Bottom	14878.10
ET1	POIDS	Bottom	18655.97
RDC	POIDS	Bottom	22632.87
SSOL	POIDS	Bottom	27299.70

➤ Sens x-x

Story	$P_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\Delta_{kx}$ (m)	$V_{kx}$ (m)	$\theta_{kx}$	Condition
ET5	3817.61	3.06	0.0085	820.36	0,0129	CV
ET4	7458.93	3.06	0.0095	1374.23	0,0168	CV
ET3	11100.24	3.06	0.01	1793.24	0,0202	CV
ET2	14878.10	3.06	0.0085	2120.87	0.0194	CV
ET1	18655.97	3.06	0.0075	2368.64	0.0193	CV
RDC	22632.87	3.06	0.005	2544.31	0.0145	CV
SSOL	27299.70	3,06	0.0005	2686.51	0,0017	CV

Tableau V.6: Justification vis A vis de l'effet P-  $\Delta$  sens x-x.

➤ Sens y-y :

Story	P <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>ky</sub> (m)	V <sub>ky</sub> (m)	θ <sub>ky</sub>	Condition
ET5	3817.61	3.06	0.0085	809.68	0.0131	CV
ET4	7458.93	3.06	0.0095	1362.27	0.0169	CV
ET3	11100.24	3.06	0.01	1800.48	0.0201	CV
ET2	14878.10	3.06	0.0095	2134.79	0.0216	CV
ET1	18655.97	3.06	0.008	2373.62	0.0205	CV
RDC	22632.87	3.06	0.005	2537.85	0.0145	CV
SSOL	27299.70	3,06	0.0005	2676.68	0,0016	CV

**Tableau V.7 :** Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens y-y.

**V.9 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :**  
(RPA 99/version 2003 Article 7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{Bf_{c28}} \leq 0.3$$

**Avec :**

N<sub>d</sub> : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f<sub>c28</sub> : la résistance caractéristique du béton.

• **Pour les poteaux de (50×50) :**

$$N_d = 1354.26 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1354.26 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.21 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Pour les poteaux de (45×45) :**

$$N_d = 832.02 \text{ KN}$$

$$V = \frac{832.02 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.16 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Pour les poteaux de (40×40) :**

$$N_d = 340.38 \text{ KN}$$

$$V = \frac{340.38 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.08 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période empirique T est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normaux au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

# Chapitre VI : Ferrailage des éléments

**VI Introduction :**

Au niveau de ce chapitre, nous allons présenter le calcul de ferrailage des éléments structuraux de la variante retenue. Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure par le logiciel ETABS.

- Les poutres sont ferrillées en flexion simple.
- Les poteaux et Les voiles sont ferrillés en flexion composée.

**VI.1 Ferrailage Poteaux :****V.1.1 Description :**

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul du ferrailage sont imposées par le BAEL91, et le RPA99 V 2003 de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

**V.1.2 Les combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

**→ Les actions :**

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (Poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

**→ Les sollicitations :**

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

✚ Selon BAEL 91 : Situation durable :

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{ELS} : G + Q \dots\dots\dots (2)$$

✚ Selon le R.P.A : Situation accidentelle :

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (3)$$

$$0,8G + Q \pm E \dots\dots\dots (4)$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes :

- 1-Situation durable.
- 2-Situation accidentelle.

	Fe (MPa)	fc <sub>28</sub> (MPa)	γ <sub>b</sub>	γ <sub>c</sub>	F <sub>bu</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Situation durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Situation accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau VI.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

**VI.1.3 Recommandation du RPA 99/Version 2003 :**

• **Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1) :**

-Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets et avoir un diamètre minimal est supérieur ou égal à 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).

- Le pourcentage minimal est 0,9 % (b × h) (en zone III)

-Le pourcentage maximum est :

- 3% (zone courante)
- 6 % (zone de recouvrement)

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal A <sub>min</sub> =0.9% b × h (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
		Zone de recouvrement A <sub>max</sub> = 6% b × h	Zone courante A <sub>max</sub> = 3% b × h
(50×50)	22.5	150	75
(45×45)	18.22	121.5	60.75
(40×40)	14.4	96	48

Tableau VI.2 : sections minimale et maximale dans les poteaux

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

• **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des Aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures

Longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$A_t$  : section d'armature transversale.

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :  $\rho_a = 2.5$  si l'élançement géométrique:  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  si l'élançement géométrique:  $\lambda_g < 5$ .

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

Avec :

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ Où } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

Avec :

a et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau  $L_f = 0.7 L_0$

$L_0$  : Longueur libre du poteau

- Dans la zone nodale :  $St \leq 10 \text{ cm}$  en zone III.
- Dans la zone courante :  $St \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing)$  en zone III

$\varnothing$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\varnothing$  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\varnothing$  cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

✓ La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes} \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

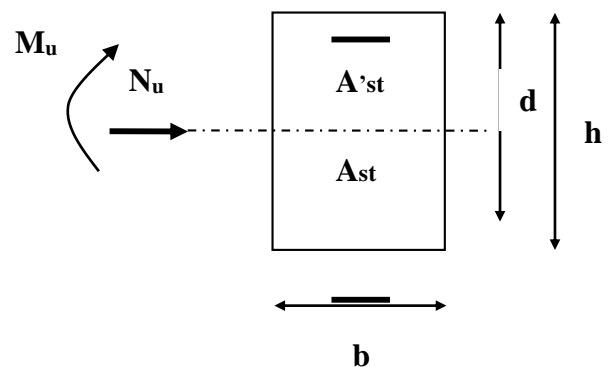
**VI.1.4 Calcul des armatures a l'ELU :**

**-Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$



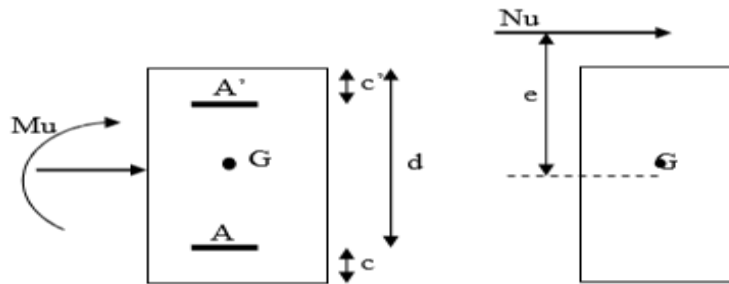
**1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \end{cases}$$

Avec  $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



**FigVI.1** : section partiellement comprimée (S.P.C)

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPA}$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$  la section est simplement armée (SSA)  $\longrightarrow \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad A_{sc} = 0$$

D'où la section réelle est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad N_u : \text{Effort de compression.}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad N_u : \text{Effort de traction.}$$

Si  $A_{st}$  est négative  $A_{st} \geq \left(\frac{bh}{1000}; 0.23bh \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}\right)$

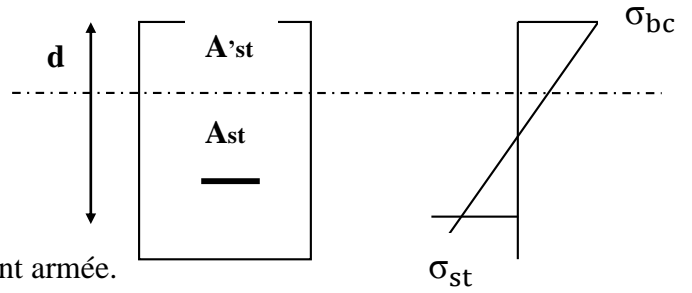
- Si  $\mu > \mu_l = 0.392 \longrightarrow$  la section est doublement armée (SDA).
- 
- Si la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

On calcul:

$$M_f = \mu_l \times b d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.



$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$

La section réelle d'armature est :  $A'_{st} = A'$  ;  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

### 2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

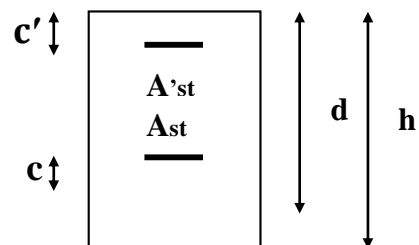
#### ❖ 1<sup>er</sup> Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

✓ Si :  $N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \longrightarrow A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \times \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100 \times M_u}{100 \times b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 + \frac{c'}{h}}$$



#### ❖ 2<sup>ème</sup> Cas: S.D.A (Section Doublement Armée) :

✓ Si :  $N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :  $A'_{st} = \frac{M_u - (d - \frac{h}{2}) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_{st}}$  ,  $A_{st} = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$

✓ Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A_{st} = \frac{N_u - B \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_{st}$  : Contrainte de l'acier.

### 3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

$e_u$  : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

$N_u$  : Effort de traction.

$$\begin{cases} A'_{st} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c - e_u}{(d - c') \times \sigma_{st}} \\ A_{st} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A'_{st} \end{cases}$$

Avec :

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

#### VI.1.5 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

#### Exemple de calcul manuel :

- Poteaux 50x50

$$N = 1367.96 \text{ KN} \quad M = -16.412 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = -0.01 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.22$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

➤ Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = -16.412 + 1367.96 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.03\right) \Rightarrow M_f = 284.539 \text{ KN.m}$$

**Vérification de la 1ère condition :  $N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$**

$$d = h - c = 0.50 - 0.03 \Rightarrow d = 0.47 \text{ m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 1367.96 \times (0.47 - 0.03) - 284.539 = 317.363 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.03) \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2 \times 10^3$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 511.91 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) ..... Condition vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

➤ Calcul de  $A_{st}$

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{284.539 \times 10^6}{500 \times (470)^2 \times 14.2} = 0.182$$

$$\mu_f = 0.182 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.899$$

➤ Les armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{284.539 \times 10^5}{0.899 \times 47 \times 348 \times 10^2} = 19.35 \text{ cm}^2$$

➤ Les armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 19.35 - \frac{1367.96 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 19.35 - 39.31 = -19.96 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$  et  $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$

● Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec :

$e_s = \frac{M_s}{N_s}$  →  $N_s$ ,  $M_s$  : effort normal et moment fléchissant à l'état limite de SERVICE

Zone	Sollicitation	Efforts normal (KN)	Moment (KN.m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone I	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	1354.26	-16.394	7.65
	N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	-981.17	7.885	7.40
	M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	87.536	62.29	2.26
Zone II	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	832.02	-6.22	5.97
	N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	-539.27	3.843	5.95
	M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	94.21	3.733	9.07
Zone III	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	397.79	1.426	4.54
	N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	-90.34	0.74	4.75
	M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	24	69.365	1.72

Tableau VI.3: Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l'ELS

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A <sub>Inf</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>Sup</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>ad</sub> cm <sup>2</sup>
		N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>	M <sub>corr</sub>							
s sol, RDC et	50 x 50	N <sub>max</sub>	1367.96	M <sub>corr</sub>	-16.412	G-EY	SEC	0	0	12.83	5HA20	15.70
		N <sub>min</sub>	-982.59	M <sub>corr</sub>	9.725	0.8G+EY	SET	12.83	11.73			
		M <sub>max</sub>	84.991	N <sub>corr</sub>	59.91	G+EY	SPT	3.84	0			
1 <sup>ère</sup> ⇒ 2 <sup>ème</sup>	45 x 45	N <sub>max</sub>	938.02	M <sub>corr</sub>	0.613	ELU	SEC	0	0	9.07	5HA16	10.05
		N <sub>min</sub>	-537.16	M <sub>corr</sub>	2.917	0.8G+EY	SET	6.9	6.53			
		M <sub>max</sub>	94.577	N <sub>corr</sub>	-17.54	G+Q+EY	SPT	6.02	0			
3 <sup>ème</sup> ⇒ 5 <sup>ème</sup>	40 x 40	N <sub>max</sub>	547.84	M <sub>corr</sub>	1.162	ELU	SEC	0	0	4.75	5HA14	7.69
		N <sub>min</sub>	-90.69	M <sub>corr</sub>	3.778	0.8G+EY	SET	1.41	0.86			
		M <sub>max</sub>	69.422	N <sub>corr</sub>	24.72	G+Q+EY	SPT	4.53	0			

Tableau VI.4 : Résultats de ferraillage à l'ELU suivant les deux sens

**Remarque :**

Nous allons ferrailler par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour certain nombre de niveau

- **Zone I :** Sous-sol, RDC poteaux (50 × 50)
- **Zone II :** 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étage poteaux (45 × 45)
- **Zone III :** Du 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage poteaux(40 × 40)

**VI.1.6 Vérifications à l'ELU :**

➤ *Les Armatures transversales*

- **Espacement des armatures transversales : (7.4.22 du RPA99 modifié 2003)**

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale :  $S_t \leq 10cm$

En zone courante :  $S_t \leq \min \{ b/2 ; h/2 ; 10\varphi_1 \} = \min \{ 20 ; 10 \times 1.4 \}$

$\varphi_1$  : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Soit :

En zone nodale :  $S_t = 10\text{cm}$   
 En zone courante :  $S_t = 14\text{cm}$

- La section d'armatures transversales : (Art 7.4.2.2. RPA 99/ver2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e} \longrightarrow A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

$T_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{matrix} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{matrix}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau

$L_f$  : la longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$ ) ;  $L_0$  : hauteur libre du poteau.

Poteaux	Hauteur	$L_f$	$\lambda_g$	Effort tranchant (KN)	Armatures transversales (cm <sup>2</sup> )	
					Zone courante $S_t = 14\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$
50x50	306	214.2	4.284	89.74	3.84	2.74
45x45	306	214.2	4.76	72.24	3.09	2.21
40x40	306	214.2	5.35	59.32	1.69	1.21

Tableau VI.5 : Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone.

- Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpoler entre les deux valeurs présidentes.

Avec :

$b_1$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	Observation
Zone I	3.84	2.75	CV
Zone II	3.09	2.47	CV
Zone III	1.69	1.2	CV

Tableau VI.6 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

On opte pour :

**Zone I** :  $A_t = 3.84 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10+4\text{HA}8$

**Zone II** :  $A_t = 3.09 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$

**Zone III** :  $A_t = 1.69 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

**Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1 RPA 99/V2003}).$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

	H	h'
Poteau 50X50	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 50; 50; 60) = 60\text{cm}$
Poteau 45X45	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60) = 60\text{m}$
Poteau 40X40	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60) = 60\text{m}$

**Tableau VI.7** : Détermination de la zone nodale.

**1) Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale des recouvrements est de : **50Ø** en zone **III**

- ✓ Poteaux (50 x50) :  $l_r = 50 \times 2 = 100\text{cm}$ .
- ✓ Poteaux (45 x45) :  $l_r = 50 \times 1,6 = 80\text{cm}$ .
- ✓ Poteaux 40x 40) :  $l_r = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$ .

**Ancrage des armatures (longueur de scellement) :(Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$   $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$   
 $\Psi_s = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence

- Pour les  $\phi_{20}$  :  $L_s = 70.47 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_s = 56.43 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_s = 49.34 \text{ cm}$

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 : **0,4  $L_s$**  pour les aciers **HA**.

- Pour les  $\phi_{20}$  :  $L_a = 28.19 \text{ cm}$ .
- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_a = 22.57 \text{ cm}$ .
- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_a = 19.74 \text{ cm}$ .

2) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Poteau (cm <sup>2</sup> )	h <sub>e</sub> (mm)	b = h (mm)	$\lambda_g \geq 5$	d (mm)	T <sub>u</sub> 10 <sup>3</sup> N	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observations
50x50	3.06	500	4.284	470	89.74	0.38	1	CV
45x45	3.06	450	4.76	420	72.24	0.38	1	CV
40x40	3.06	400	5.35	370	59.32	0.40	1.87	CV

Tableau VI.8 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

VI.1.7 Vérifications à l'ELS :

a. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

Niveau	Poteaux	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	$\sigma_{\text{Acier}}^s$	$\sigma_{\text{Acier}}^i$	$\sigma_{\text{Acier}}^{\text{ad}}$	Observations
S-sol RDC	50x50	N <sub>max</sub> =1354.26	M <sub>max</sub> =-16.394	4.63	6.2	15	56.8	69.2	348	CV
		N <sub>min</sub> =-981.17	M <sub>min</sub> =7.885	0	0	15	-196	-210.8	348	CV
		N <sub>cor</sub> =87.536	M <sub>max</sub> =62.29	6.23	0	15	39.6	-73.8	348	CV
1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	45x45	N <sub>max</sub> =832.02	M <sub>max</sub> =-6.22	3.7	4.52	15	45.1	51.7	348	CV
		N <sub>min</sub> =-539.27	M <sub>min</sub> =3.843	0	0	15	-140.6	-151.2	348	CV
		N <sub>cor</sub> =94.21	M <sub>max</sub> =3.733	0.73	0.18	15	53.1	-138.4	348	CV
3 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	40x40	N <sub>max</sub> =397.79	M <sub>max</sub> =1.426	2.62	2.35	15	29.6	28.5	348	CV
		N <sub>min</sub> =-90.34	M <sub>min</sub> =0.74	0	0	15	-22.5	-36.9	348	CV
		N <sub>cor</sub> =24	M <sub>cor</sub> =69.365	10.8	0	15	57.9	-130.2	348	CV

Tableau VI.9 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

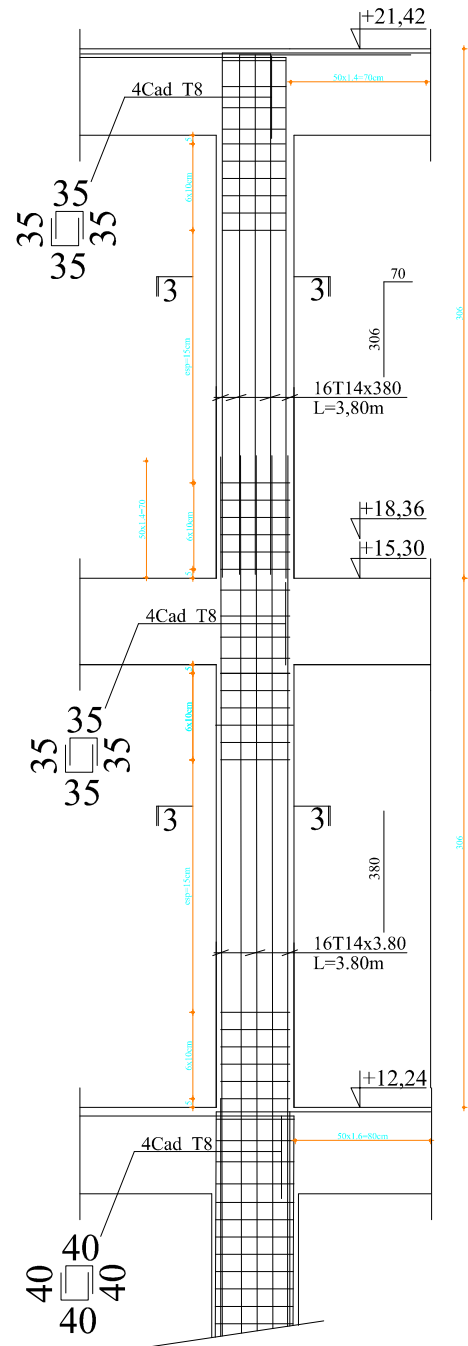
**Conclusion :**

Après tous calculs faits et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est  
Comme suit :

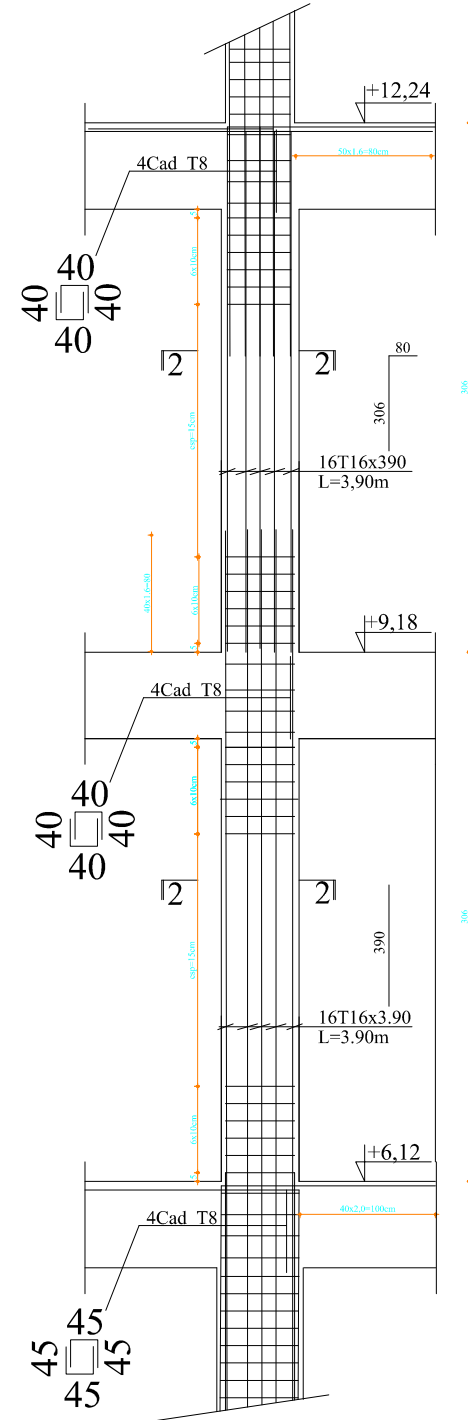
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales	Armatures transversales
S /sol⇒ Rdc	50x50	5HA20	4HA10+4HA8
1 <sup>er</sup> ⇒2 <sup>ème</sup>	45x45	5HA16	4HA10
3 <sup>ème</sup> ⇒ 5 <sup>ème</sup>	40x40	5HA14	4HA8

**Tableau VI.10 :** Ferrailage final des poteaux.

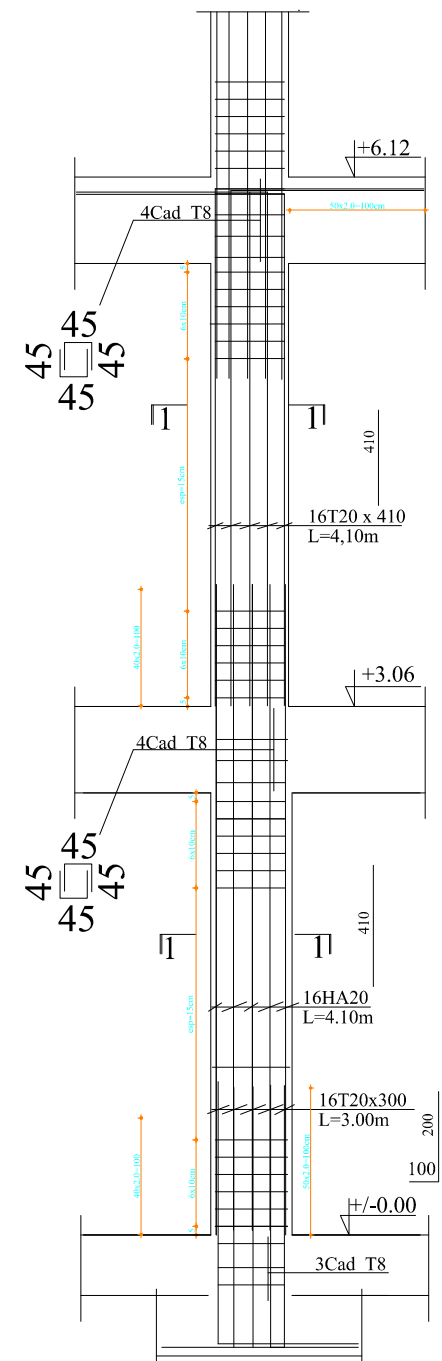
# POTEAU 40\*40



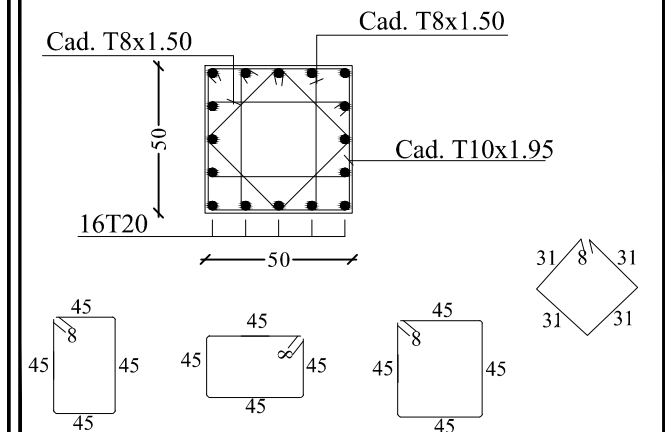
# POTEAU 45\*45



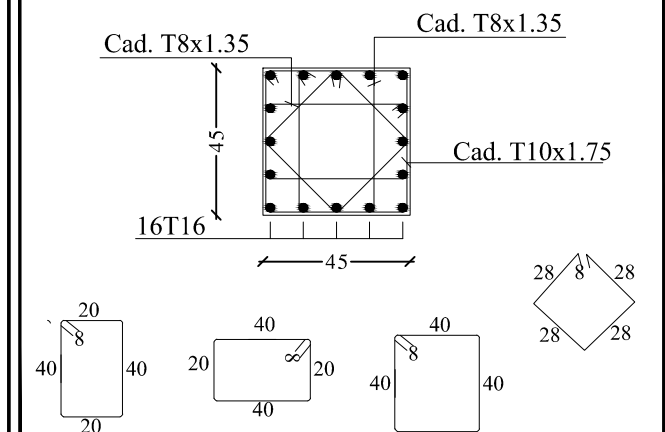
# POTEAU 50\*50



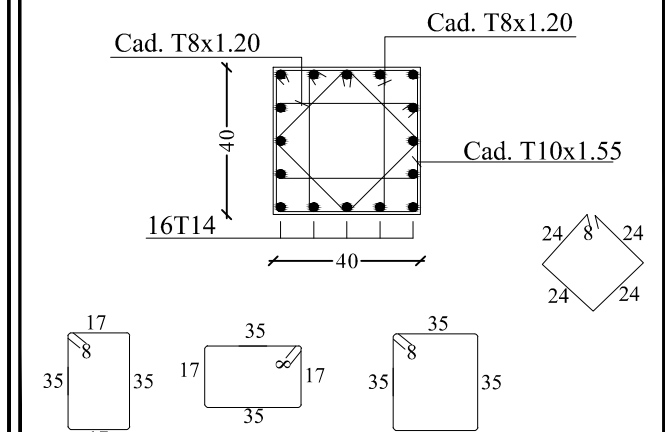
## COUPE 1-1



## COUPE 2-2



## COUPE 3-3



## VI.2 Ferrailage des poutres :

### VI.2.1 Introduction :

Les Poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par ETABS qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- ❖  $1,35G+1,5Q$  ..... à l'ELU.
- ❖  $G+Q$ ..... à l'ELS.
- ❖  $G+Q\pm E$ ..... RPA 99 révisé 2003.
- ❖  $0,8G\pm E$ ..... RPA 99 révisé 2003.

#### ➤ **Recommandation du RPA Pour le ferrailage des poutres :**

**A) Armatures longitudinales :** (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

#### ➤ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.5% de la section du béton :  $0.5\% \times b \times h$

- ✓ **Poutres Principales :** (30 x 40) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- ✓ **Poutres Secondaires :** (25 x 35) :  $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$

#### ➤ **Pourcentage maximal :**

- ✓ 4 % en zone courante.
- ✓ 6 % en zone de recouvre.

#### ➤ **Poutres Principales : (30 x 40) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

#### ➤ **Poutres Secondaire : (25 x 35) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$$

#### ➤ **Poutres de chainages (25 x 35) :**

Zone courante :  $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$

La longueur de recouvrement est de :  $50\emptyset$  (zone III)

### VI.2.2 Etapes de calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- ✓  $A_{st}$  : La section d'armatures tendues.
- ✓  $A_{sc}$  : La section d'armatures comprimées

Avec :

$h$  : hauteur de la section du béton.

$b$  : largeur de la section du béton.

$d$  : hauteur utile ( $d = h - c$ ).

$c$  : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

**Avec :**  $M_u$  : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ Mpa .}$$

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{bc}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

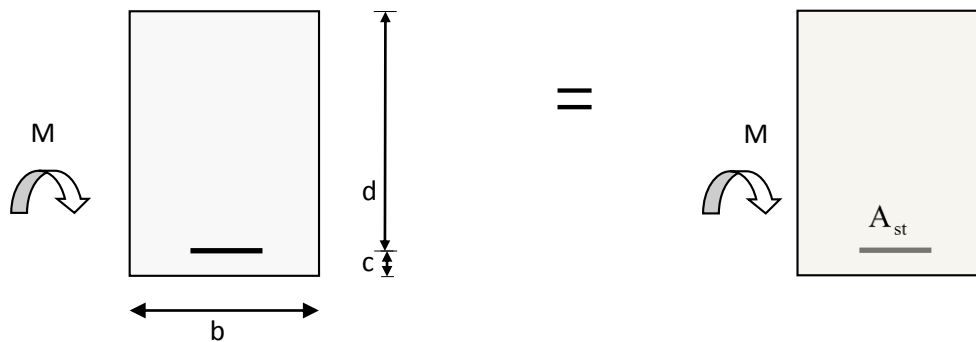
**Tableau VI.1 :** caractéristique des situations des calculs.

**Calcul du moment réduit limite  $\mu_1$ :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \\ FeE400 \end{array} \right\} \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{RPA99V2003.}$$

❖ **1er cas :**  $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$  **Section simplement armée (SSA).**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc} = 0$ .

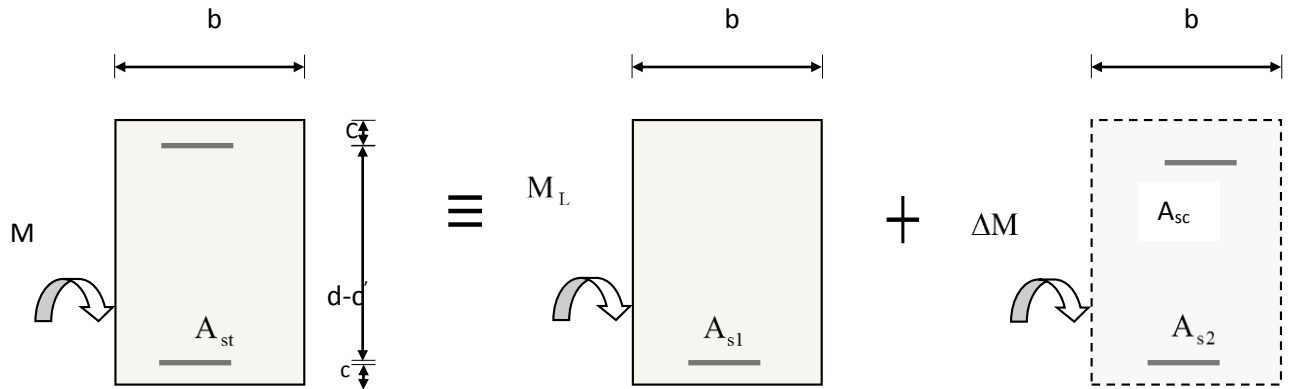


**FigVI.1 :** Disposition des armatures tendus S.S.A

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

❖ 2ème cas :  $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



FigVI.2 : Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_s}$$

Avec :  $\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad , \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

• Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

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

Le ferraillage sera fait par zone :

- Zone I : Sous-sol ; RDC ;
- Zone II : 1<sup>er</sup> étage ; 2<sup>ème</sup> étage
- Zone III : 3<sup>ème</sup> ; 4<sup>ème</sup> ; 5<sup>ème</sup> étage

VI.2.3 Le Ferraillage :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferraillé comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leur ferraillage.

En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

**M<sub>elu</sub>** : Moment max à l'ELU

Les résultats des efforts internes des poutres pour toutes les combinaisons sont Donnés par le logiciel « ETABS » et leurs ferraillages se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

1) Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

❖ Poutre principale (30x40) :

➤ Aux appuis :

	Combinaison	Moment (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b>	G+Q-EY	-88.36	7,51	1.34	3HA16(fil) + 2HA12(chap)	8.29
<b>Zone II</b>	G+Q-EY	-86.937	7,37	1.34	3HA16(fil) + 2HA12(chap)	8.29
<b>Zone III</b>	G+Q-EY	-76.08	6,37	1.34	3HA16(fil) + 2HA12(chap)	8.29

Tableau VI.2 : récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

➤ En travée :

	Combinaison	Moment (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b>	08G+Q+EY	67,36	5,59	1.34	3HA16	6.03
<b>Zone II</b>	08G+Q+EY	70,86	5,9	1.34	3HA16	6.03
<b>Zone III</b>	08G+Q+EY	68,542	5,69	1.34	3HA16	6.03

Tableau VI.3 : Ferrailage des Poutres Principales en travée.

✚ Vérification des recommandations exigées par le RPA :

➤ Aux appuis :

	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Zone I</b>	3HA16 + 2HA12= 8.29	<b>6 cm<sup>2</sup></b>	CV
<b>Zone II</b>	3HA16 + 2HA12= 8.29	<b>6 cm<sup>2</sup></b>	CV
<b>Zone III</b>	3HA16 + 2HA12= 8.29	<b>6 cm<sup>2</sup></b>	CV

Tableau VI.4: Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (aux appuis).

➤ En travée :

	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Zone I</b>	3HA16= 6.03	<b>6 cm<sup>2</sup></b>	CV
<b>Zone II</b>	3HA16 = 6.03	<b>6 cm<sup>2</sup></b>	CV
<b>Zone III</b>	3HA16 6.03	<b>6 cm<sup>2</sup></b>	CV

Tableau VI.5: Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (en travée).

## ❖ Poutres secondaires :(25x35)

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis

## ➤ Aux appuis :

	Combinaison	Moment (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Zone I	G+Q-EY	-52.959	6.41	0.97	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
Zone II	G+Q-EY	54.47	6,62	0.97	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
Zone III	G+Q-EY	66,36	8,38	0.97	3HA14 (fil)+ 3HA14(chap)	9.24

Tableau VI.6 : Ferrailage des Poutres secondaires aux appuis.

## ➤ En travées :

	Combinaison	Moment (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Zone I	08G+Q+EY	37 .236	4.31	<b>0.97</b>	3HA14 (fil)	4.62
Zone II	08G+Q+EY	38.735	4.5	0.97	3HA14 (fil)	4.62
Zone III	08G+Q+EY	36.675	4.24	0.97	3HA14 (fil)	4.62

Tableau V.7: Ferrailage des Poutres secondaires en travée.

## ✚ Vérification des recommandations exigées par le RPA :

## ➤ Aux appuis :

	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Zone I	3HA14 +2HA12 = 6.88	<b>4,375 cm<sup>2</sup></b>	CV
Zone II	3HA14 +2HA12 = 9.24	<b>4,375 cm<sup>2</sup></b>	CV
Zone III	3HA14 + 3HA14 = 9.24	<b>4,375 cm<sup>2</sup></b>	CV

Tableau VI.8 : Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (aux appuis)

## ➤ En travée :

	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Zone I</b>	3HA14 = 4,62	<b>4,375 cm<sup>2</sup></b>	CV
<b>Zone II</b>	3HA14 = 4,62	<b>4,375 cm<sup>2</sup></b>	CV
<b>Zone III</b>	3HA14 = 4,62	<b>4,375 cm<sup>2</sup></b>	CV

**Tableau VI.9:** Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (en travée)

❖ **Poutres de chaînage :**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	G+Q-EY	M <sub>a</sub> =-27.551	3.12	<b>0.97</b>	3HA12	3.39
<b>Travée</b>	08G+Q-EY	M <sub>t</sub> = 48,23	5.76	<b>0.97</b>	3HA12+3HA12	6.78

**Tableau VI.10:** Ferraillage des poutres de chaînages.

✚ **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

A<sub>adoptée</sub> = 10.17cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub>(RPA) = 4.375cm<sup>2</sup> .....condition vérifiée.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min (h/35 ; B/10, \varphi_1)$$

$\varphi_1$  : est le diamètre minimale des armatures longitudinales.

**Poutres principales :**  $\varphi_t \leq \min (40/35 ; 30/10, 1.2) = 11.4 \text{ mm}$

**Poutres secondaires :**  $\varphi_t \leq \min (35/35 ; 25/10, 1.2) = 10 \text{ mm}$

**Poutres de chaînages :**  $\varphi_t \leq \min (35/35 ; 25/10, 1.2) = 10 \text{ mm}$

Soit :  $\varphi_t = 8\text{mm}$

On opte pour : un cadre  $\varphi 8$  + épingle  $\longrightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

▪ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min (\frac{h_t}{4} ; 12\varnothing ; 30 \text{ cm})$

**Poutre principale** de (30× 40):  $S_t = 10 \text{ cm} \longrightarrow$  soit  $S_t = 8 \text{ cm}$

**Poutre principale** de (25× 35):  $S_t = 8.75 \text{ cm} \longrightarrow$  soit  $S_t = 8 \text{ cm}$

**Poutre de chaînage** de (25× 35):  $S_t = 8.75 \text{ cm} \longrightarrow$  soit  $S_t = 8 \text{ cm}$

➤ **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principale de (30× 40):  $S_t = 20 \text{ cm}$  → soit  $S_t = 15 \text{ cm}$
- Poutre principale de (30× 35):  $S_t = 17.5 \text{ cm}$  → soit  $S_t = 15 \text{ cm}$
- Poutre de chaînage de (25× 35):  $S_t = 17.5 \text{ cm}$  → soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ La quantité d’armatures transversales minimale :

La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t \times b$$

	$A_t = 0.003 S_t \times b$		Acalculée (cm <sup>2</sup> )	OBS
	En zone nodale	En zone courante		
<b>Poutres principales</b>	<b>0.72</b>	<b>1.35</b>	<b>2.01</b>	<b>Cv</b>
<b>Poutres secondaires Poutres de chaînages</b>	<b>0.6</b>	<b>1.125</b>	<b>2.01</b>	<b>Cv</b>

Tableau VI.11 : Vérification des quantités d’armatures transversales.

✓ Vérifications à l’ELU :

✓ Vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

❖ Poutres principales :

	$T_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
<b>Zone I</b>	112.36	1.012	3.33	<b>CV</b>
<b>Zone II</b>	146.86	1.32		<b>CV</b>
<b>Zone III</b>	155.31	1.39		<b>CV</b>

Tableau VI.12: Vérification des contraintes tangentielles (PP).

❖ Poutres secondaires :

	$T_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
<b>Zone I</b>	102.98	1.29	3.33	<b>CV</b>
<b>Zone II</b>	134.32	1.68		<b>CV</b>
<b>Zone III</b>	125.66	1.57		<b>CV</b>

Tableau VI.13: Vérification des contraintes tangentielles (PS).

❖ Poutres de chaînages :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{57.36 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 350} = 0.72 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : ( article A.5.1.32 BAEL 91):**

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

	$T_u$ (KN)	$\overline{T_u}$ (KN)	Observation
Poutres principales	155.31	684	<b>CV</b>
Poutres secondaires	134.32	594	<b>CV</b>
Poutres de chainages	57.36	594	<b>CV</b>

**Tableau VI.14 :** Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

- ✓ **Vérification d'adhérence et de l'entraînement des barres (ArtA.6.1.3 BAEL91 modifiée99) :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :  $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$

**Poutres principales :**  $(3 \times 16 + 2 \times 12) \times \pi = 226.08 \text{ mm}$

**Poutres secondaires :**  $(3 \times 14 + 3 \times 12) \times \pi = 244.92 \text{ mm}$

**Poutres de chainages :**  $(3 \times 12) \times \pi = 113.04 \text{ mm}$

	$T_u$ (KN)	$\tau_{se}$ (MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	155.31	1.37	3.15	<b>CV</b>
Poutres secondaires	134.32	1.90		<b>CV</b>
Poutres de chainages	57.36	1.76		<b>CV</b>

**Tableau VI.15:** Vérification de l'entraînement des barres.

- ✓ **Ancrage des armatures (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa]}$$

- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ [cm]}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à **0, 4l<sub>s</sub>**, pour les aciers **HA**.

- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_a = 16,93 \text{ [cm]}$ .

✓ Vérification à L'ELS :

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 de l'acier :  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

Contrainte admissible du béton :  $\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « SOCOTEC » :

❖ Poutres principales :

		$M_s$ (KN.m)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
Zone I	Appuis	36.623	8.29	4.09	132.2	15	348
	Travée	34.676	6.03	4.6	171.1		
Zone II	Appuis	26.937	8.29	3.01	97.3		
	Travée	25.787	6.03	3.42	127.2		
Zone III	Appuis	25.08	8.29	2.08	90.6		
	Travée	19.36	6.03	2.57	95.5		

Tableau VI.16: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP).

❖ Poutres secondaires :

		$M_s$ (KN.m)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
Zone I	Appuis	-34.959	6.88	5.89	177.4	15	348
	Travée	30.236	4.62	6.33	226.5		
Zone II	Appuis	-32.656	6.88	5.5	165.8		
	Travée	25.47	4.62	5.33	190.8		
Zone III	Appuis	-30.54	6.88	5.15	154.9		
	Travée	22.36	4.62	4.68	167.5		

Tableau VI.17 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).

❖ Poutres de chaînages :

	$M_s$ (KN.m)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
Appuis	-17.281	3.39	4.25	175.1	15	348
Travée	25.119	6.78	4.27	129.3		

Tableau VI.18 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PC).

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

✓ **Etat limite de déformation du béton : (Art B.6.5-3 du BAEL 91)**

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

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

$$L \leq 5 \text{ m} : \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour } L \geq 5 \text{ m} : \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

- **Poutres principales : L = 5.12 m**

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{512}{1000} = 1.012 \text{ cm}$$

- **Poutre secondaire : L = 3.69 m**

$$\bar{f} = \frac{369}{500} = 0.738 \text{ cm}$$

- **Poutre de chaînage : L = 3.69 m**

$$\bar{f} = \frac{369}{500} = 0.738 \text{ cm}$$

La flèche tirée par le logiciel ETABS est :

**Poutre principale :**  $f = 0.111 \text{ cm} < \bar{f} = 1.012 \text{ cm}$

**Poutre secondaire :**  $f = 0.0004 \text{ cm} < \bar{f} = 0.738 \text{ cm}$

**Poutre de chaînage :**  $f = 0.013 \text{ cm} < \bar{f} = 0.738 \text{ cm}$

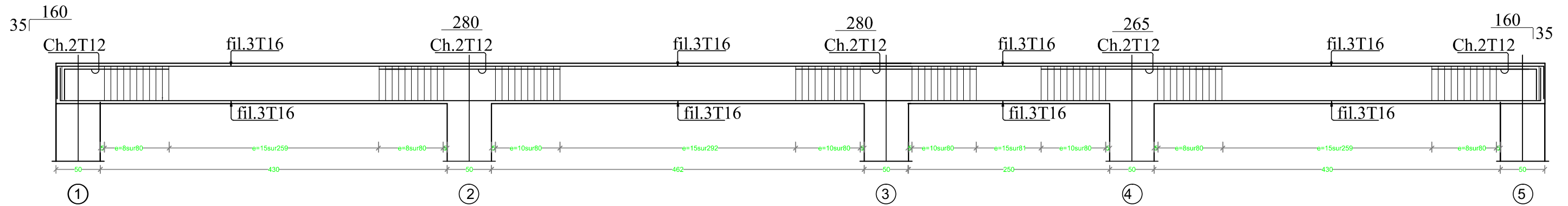
**Conclusion :**

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

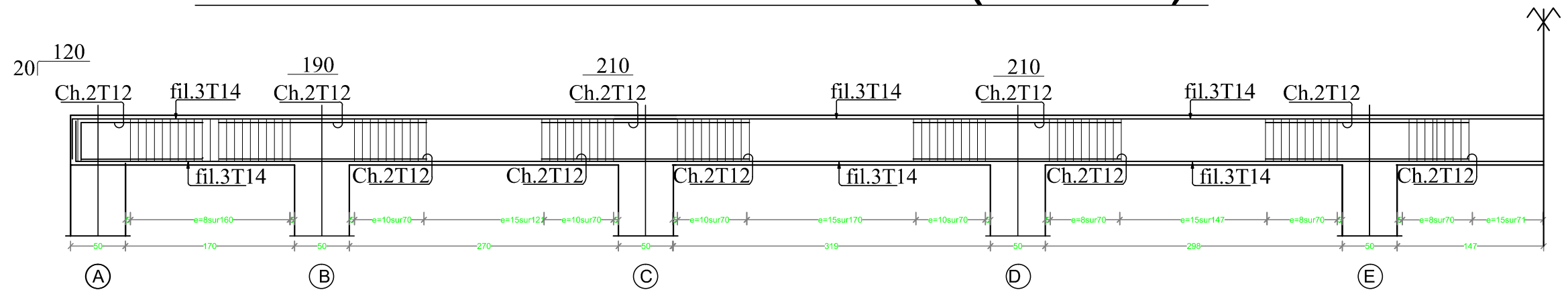
	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courantes	Zone nodale
<b>Poutres principales</b>	3HA16	3HA16 + 2HA12	Cadre +étrier HA8	Cadre+ étrier HA8
<b>Poutres secondaires</b>	3HA14	3HA14 +2HA12	Cadre +étrier HA8	Cadre+ étrier HA8
<b>Poutres de chainages</b>	3HA12+3HA12	3HA12	Cadre +étrier HA8	Cadre +étrier HA8

**Tableau VI.19:** Récapitulatif de ferrailage des poutres.

# Poutres Principales:PP.:(30x40).

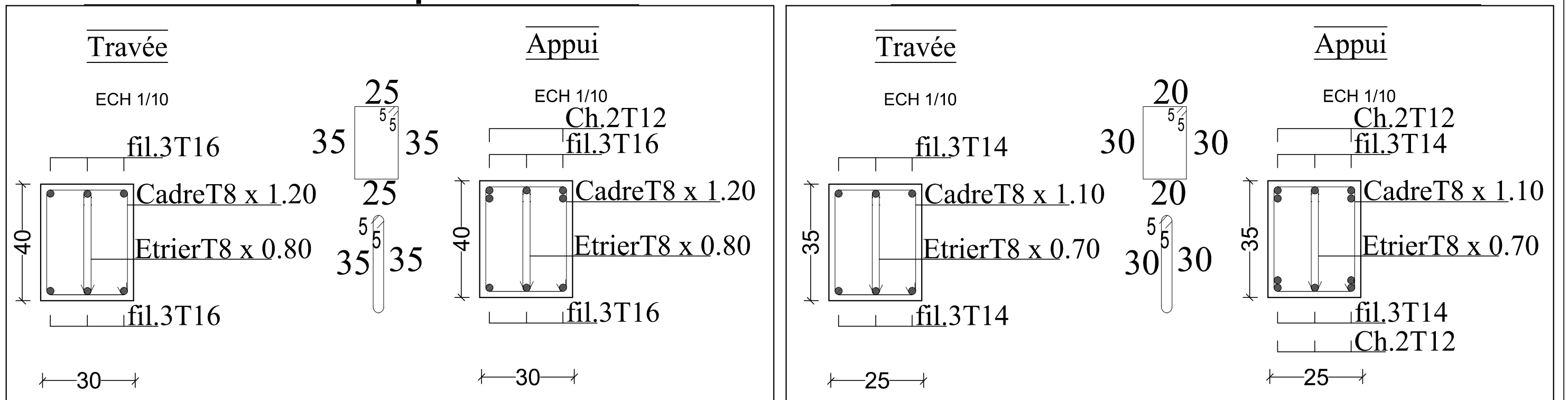


# Poutres Secondaires:PS.:(25x35).



## Poutres Principales:PP.

## Poutres Secondaires:PS.



### VI.3 Ferrailage des voiles :

#### VI.3.1 Description :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leur rigidité importante dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ( $G; Q$  et  $E$ ).

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 03 zones :

Les voiles seront calculées en flexion composée qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

#### VI.3.2 Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

- **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire :  $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle :  $G + Q \pm E, 0,8G \pm E$

- **Etat limite de service :**  $G + Q$

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- > **Effort normal maximal  $N_{max}$  et le moment correspondant  $M_{corr}$ .**
- > **Effort normal minimal  $N_{min}$  et le moment correspondant  $M_{corr}$ .**
- > **Moment fléchissant maximal  $M_{max}$  et l'effort correspondant  $N_{corr}$ .**

#### Remarque :

Dans le but de faciliter les calculs, le ferrailage des voiles se fera comme celle des poteaux, par zone, car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux.

-Zone I : S/Sol, RDC.

-Zone II : 1<sup>ère</sup> étage et 2<sup>ème</sup> étage.

-Zone III : 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage.

#### VI.3.3 Armatures :

##### A. Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

### **B. Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\emptyset$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

#### **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux.**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est
  - $A_H \geq 0,15\% B$  Globalement dans la section du voile
  - :  $A_H \geq 0,10\% B$  En zone courante
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e_p$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40 $\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - 20 $\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### C. 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'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04) épingles en HA8 au mètre carré**.

### D. Armatures de coutures :

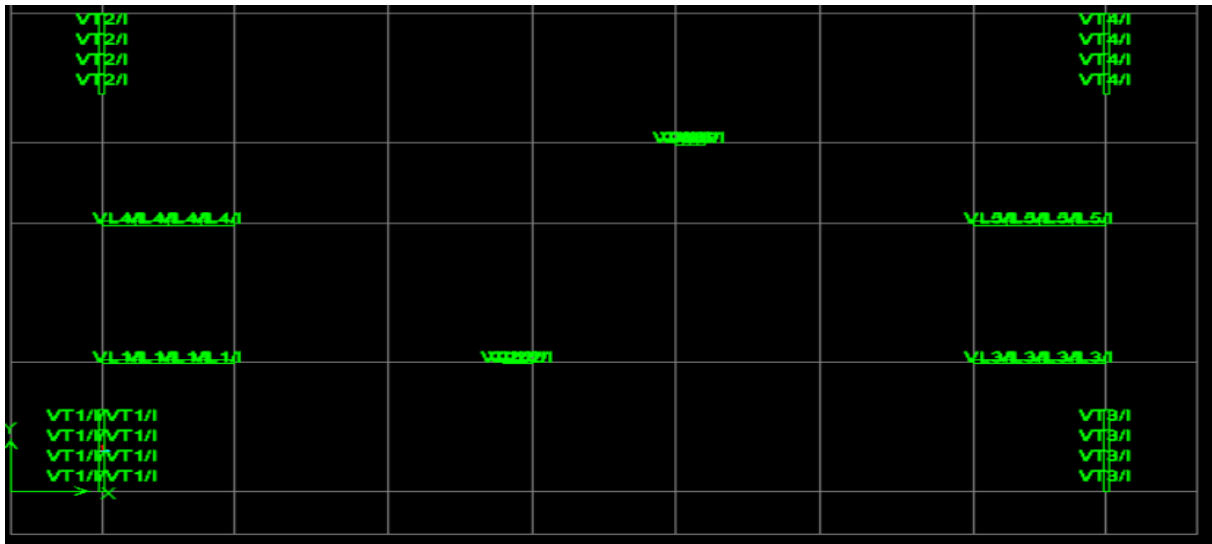
Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{II} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec:  $T = 1,4 \times V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.



### VI.3.4 Calcul des armatures à l'ELU :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

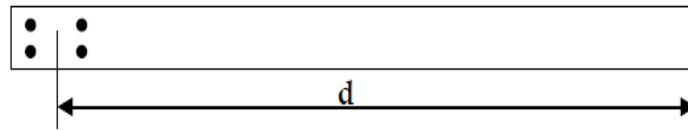
Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

**Calcul du centre de pression :** 
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

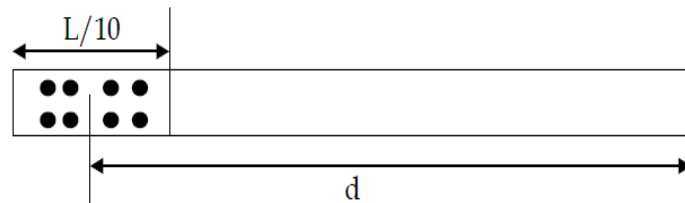
**Calcul de la hauteur utile d :**

La hauteur utile (**d**) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues, trois cas se présentent :

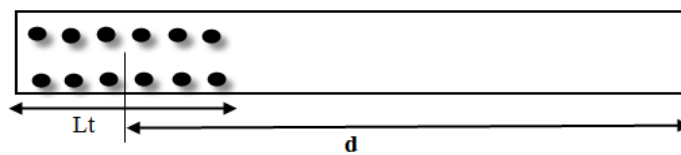
**Cas 01 :** Faire en sorte de constituer un potelet (4 barres) avec un espacement de 10 cm et un enrobage de 5cm.



**Cas 02 :** Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.



**Cas 03 :** En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue :



$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Avec : 
$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

B : Section du voile

I : Moment d'inertie

V=V' : Bras de levier V'= V = L/2

**1. Armatures verticales :**

**Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}, M_s : \text{effort normal et moment fléchissant à l'état limite de service}$$

**a) Exemple de calcul de voile :**

- **Caractéristiques géométriques :**

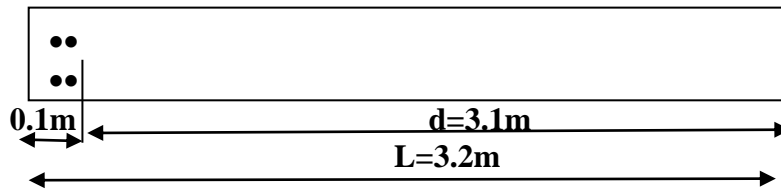
$$e_p = 15\text{cm}; l = 3.2\text{m} \quad c = 5\text{cm}$$

Les sollicitations :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

**Cas 01 :**

$$d = L - 5 \cdot \frac{D}{2}$$

$$d = 330 - 5 \cdot 10/2 = 310\text{cm} = 3.1 \text{ m}$$



$$\left. \begin{aligned} M_{\text{cor}} &= 486,319\text{KN.m} \\ N_{\max} &= 41,5 \quad (\text{N effort de traction}) \end{aligned} \right\} \text{ Situation accidentelle (0.8G+Ex)}$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{486.319}{41.5} = 11.72\text{m} \\ \left(\frac{d}{2} - c\right) &= 1.5\text{m} \end{aligned} \right\} e_u < \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

$$M_f = M - N \left(d - \frac{l}{2}\right) = 486.319 - 41.5 (3.1 - 3.2/2) = 424,07\text{KN.m}$$

**Détermination des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 21.7 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$\mu = \frac{424.07 \times 10^3}{15 \times 310^2 \times 21.7} = 0.014$$

$$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{la section est simplement armée} \rightarrow \beta = 0.993$$

- Armatures fictives :  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{424.07 \times 10^3}{0.993 \times 310 \times 400} = 3.34\text{cm}^2$

- Armatures réelles :  $A_T = A_f \cdot \frac{N_u}{\sigma_s} = 3.34 \cdot \frac{41.5 \times 10}{400}$

$$A_T = 2.41\text{cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2$$

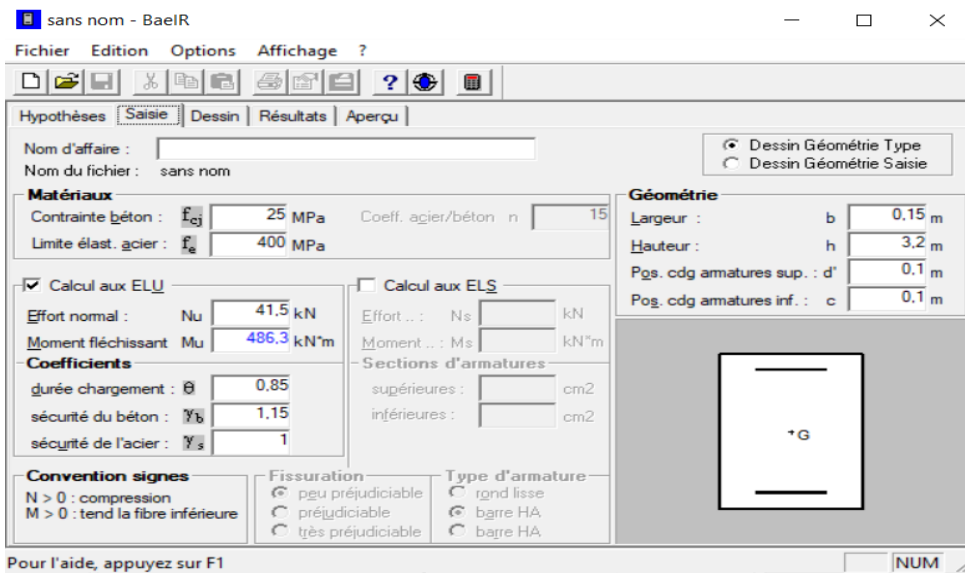
**Exemple de calcul par SOCOTEC :**

On prend l'exemple du même voile calculé précédemment manuellement

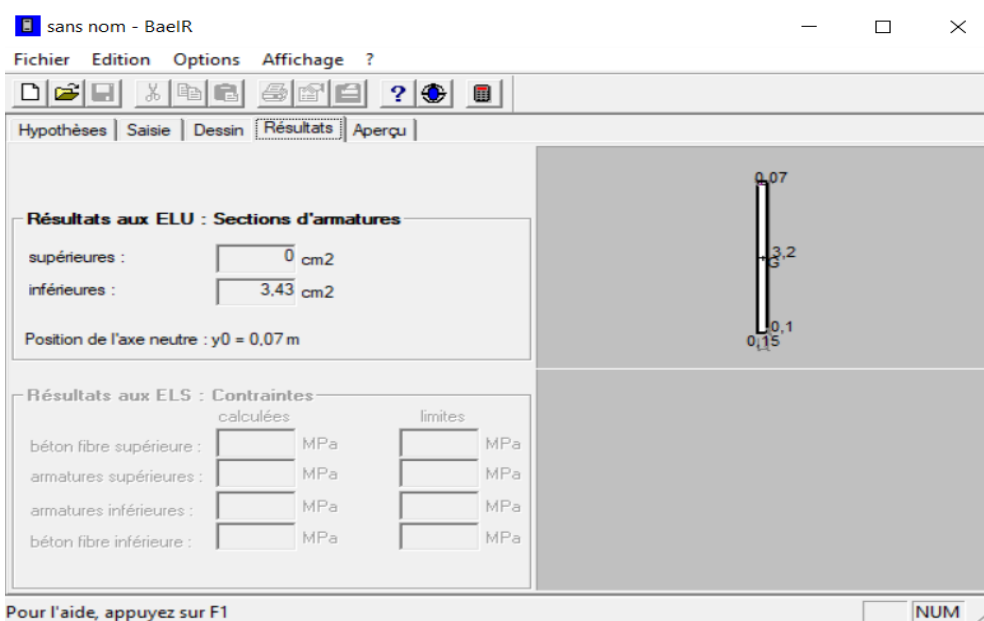
Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$b = 0.15\text{m}$  ;  $h = 3.2\text{m}$  ;  $c = d' = 0.1\text{m}$  ; Situation accidentelle

Les sollicitations :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$



**Figure VI.1 :** Exemple de ferrailage du voile VL1 avec SOCOTEC



**Figure VI.2 :** Ferrailage du voile VL1 donné par SOCOTEC.

Calcul des armatures verticales dans la zone courante :

$$L_c = L - \left( \left( c + \frac{D}{2} \right) \times 2 \right)$$

$$L_c = 3.20 - \left( (0.05 + 0.1) \times 2 \right) = 3.2 - 0.3 = \mathbf{2.9\ m.}$$

Armatures verticales de la zone courante :

$$A_c = 0.10\% \times B_c$$

Avec :

$$B_c = \text{la section de la zone courante} \longrightarrow B_c = 2.9 \times 0.15 = 0.43\text{m}^2$$

$$A_c = 0.001 \times 0.43 = 0.00043\text{m}^2 = 4.35 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8** avec un espacement de : **10 cm**

$$A_{c\text{adoptée}} = 10\text{HA8} = 5.02\text{cm}^2$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile :

Soit : **S<sub>t</sub> = 10cm en zone nodale.**

**S<sub>t</sub> = 10cm en zone courant.**

$$A_{T\text{adoptée}} = 4\text{HA12} + 10\text{HA8} = 9.54 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

On remarque que les sections d'armatures trouvées manuellement sont les mêmes que celles données par « **SOCOTEC** », donc pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utiliser ce dernier.

L'ensemble des calculs sont donnés sous forme de tableaux. Pour les voiles VL<sub>1</sub> et VT<sub>2</sub> dans les différentes zones.

**1. Voile longitudinal (VL<sub>1</sub>; VL<sub>3</sub>; VL<sub>4</sub>; VL<sub>5</sub>) :**

➤ **Armatures verticales :**

**Espacement :** Zone nodale → **10cm**      Zone courante → **10 cm**

	N (KN)	M (KN.m)	e <sub>p</sub> (cm)	obs	A <sub>tendue</sub> (c m <sup>2</sup> )	A <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> adoptée (cm <sup>2</sup> )
Zone I	41,5	486,319	0.15	SPC	3,34	2.34	4HA20	4.35	(10HA8)
	-1234,57	2,967		SET	12,41				
	-366,32	1138,014		SPC	4,85				
<b>La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm</b>									
Zone II	-126,45	37,738	0.15	SET	1,27	1.94	4HA20	4.35	(10HA8)
	-979,2	7,076		SET	11,18				
	-405,3	954,787		SPC	12,07				
<b>La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm</b>									
Zone III	-13,66	24,959	0.15	SPC	0,38	1.65	4HA16	4.35	(10HA8)
	-660,56	10,532		SET	8,17				
	-279,6	395,691		SET	0,2				
<b>La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm</b>									

**Tableau VI.1 :** Ferrailage des VT1 dans les différentes zones.

➤ **Armatures horizontales :**  $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement :  $S_t = 10\text{cm}$

	$A_v$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$A_H$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b>	4HA20+10HA8 = 17.58	4.39	<b>6HA10 = 4.71</b>
<b>Zone II</b>	4HA20+10HA8 = 17.58	4.39	<b>6HA10 = 4.71</b>
<b>Zone III</b>	4HA16+10HA8 = 13.06	3.26	<b>6HA10 = 4.71</b>

Tableau VI.2 : Armatures horizontales adoptées pour VT1 dans les différentes zones.

2. Voile longitudinal ( $V_{L2}$  ;  $V_{L6}$ ) :

$e_p = 15\text{cm}$ ;  $l = 0.74\text{ m}$  ;  $c = 5\text{cm}$ ;  $d = 0.64$

➤ **Armatures verticales :**

Espacement : Zone nodale → **10cm** ; Zone courante → **20cm**

	N (KN)	M (KN.m)	$e_p$ (cm)	obs	$A_{tendue}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cnf}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b>	-7,31	39,25	<b>0.15</b>	<b>SPC</b>	1,66	2.10	4HA12	0.66	4HA8
	-298,32	35,302		<b>SET</b>	2,09				
	-38,36	39,448		<b>SPC</b>	<b>2,11</b>				
<b>La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm</b>									
<b>Zone II</b>	-25,16	31,805	<b>0.15</b>	<b>SPC</b>	1.62	3.32	4HA12	0.66	4HA8
	-282,87	0,8		<b>SET</b>	<b>3.5</b>				
	-180,24	35,868		<b>SET</b>	0.59				
<b>La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm</b>									
<b>Zone III</b>	63,79	41,425	<b>0.15</b>	<b>SPC</b>	0.75	0.00 8	4HA12	0.66	4HA8
	-194,24	4,796		<b>SET</b>	<b>2.21</b>				
	57,15	42,554		<b>SPC</b>	0.89				
<b>La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm</b>									

Tableau VI.3 : Ferrailage des VT1 dans les différentes zones.

➤ **Armatures horizontales :**  $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement :  $S_t = 10\text{cm}$

	$A_v$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$A_H$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b>	4HA12+4HA8 = 6.53	1.63	<b>6HA10 = 4.71</b>
<b>Zone II</b>	4HA12+4HA8 = 6.53	1.63	<b>6HA10 = 4.71</b>
<b>Zone III</b>	4HA12+4HA8 = 6.53	1.63	<b>6HA10 = 4.71</b>

**Tableau VI.4 :** Armatures horizontales adoptées pour VT1 dans les différentes zones.

**3. Voile transversale ( $V_{T1}$ ;  $V_{T2}$ ;  $V_{T3}$ ;  $V_{T4}$ ) :**

$e_p = 0.15\text{m}$ ;  $l = 3.5\text{ m}$  ;  $c = 0.05\text{m}$ ;  $d = 3.4\text{m}$

➤ **Armatures verticales :**

Espacement : Zone nodale → **10cm** Zone courante → **10 cm**

	N (KN)	M (KN.m)	$e_p$ (cm)	obs	$A_{tendue}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cnf}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b>	320,03	1657,345	<b>0.15</b>	<b>SPC</b>	8.58		8HA20	4.8	(10HA8)
	-1028,1	1702,41		<b>SET</b>	25.05				
	-1028,1	1702,41		<b>SET</b>	25.05				
<b>La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm</b>									
<b>Zone II</b>	71	259.235	<b>0.15</b>	<b>SET</b>	1.01		8HA16	4.8	(10HA8)
	-629.27	115.932		<b>SET</b>	6.99				
	-498.55	1194.667		<b>SET</b>	15.21				
<b>La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm</b>									
<b>Zone III</b>	190	450,553	<b>0.15</b>	<b>SPC</b>	0.93		8HA14	4.8	(10HA8)
	-524,82	383,006		<b>SET</b>	3.66				
	165,85	455,468		<b>SPC</b>	1.27				
<b>La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm</b>									

**Tableau VI.5 :** Ferrailage des VT1 dans les différentes zones.

➤ **Armatures horizontales :**  $A_H = \frac{A_p}{4}$

Espacement :  $S_t = 10\text{cm}$

	$A_v$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$A_H$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b>	8HA20+10HA8 = 30.15	7.53	<b>10HA10 = 7.85</b>
<b>Zone II</b>	8HA16+10HA8 = 17.08	4.27	<b>6HA10 = 4.71</b>
<b>Zone III</b>	8HA14+10HA8 = 17.33	4.33	<b>6HA10 = 4.71</b>

**Tableau VI.6 :** Armatures horizontales adoptées pour VT1 dans les différentes zones.

✚ Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Le tableau ci dessous résume les sections totales adoptées pour toutes les zones :

$$A_{min} = 0.15\% \times B$$

Zone	A adoptée (cm <sup>2</sup> )			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )			Observation
	V <sub>L1</sub> =3.2m	V <sub>L2</sub> =0.75m	V <sub>T1</sub> =3.2m	VL <sub>1</sub>	VL <sub>2</sub>	VT <sub>1</sub>	
Zone I	17.58	6.53	30.15	7.2	1.65	7.88	CV
Zone II	17.58	6.53	17.08				CV
Zone III	14.25	6.53	9.54				CV

Tableau VI.7 : Vérification des sections adoptées selon le RPA.

✚ Vérification des contraintes de cisaillement :

- Selon l'art 7.7.2 RPA 99/ version 2003 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$$

b : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

Zone	Effort tranchant (KN)			$\tau_u$ (MPa)			$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
	V <sub>L1</sub>	V <sub>L2</sub>	V <sub>T1</sub>	V <sub>L1</sub>	V <sub>L2</sub>	V <sub>T1</sub>		
Zone I	456.99	30.59	433.37	1.06	0.31	0.92	5	CV
Zone II	466.45	39.49	476.17	1.08	0.39	1.00		CV
Zone III	301.22	31.47	330.77	0.70	0.30	0.37		CV

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes de cisaillement selon l'RPA.

- Selon l'art A.5.1.1 BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times (f_{c28})^{2/3}$$

Zone	Effort tranchant (KN)			$\tau_u$ (MPa)			$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
	V <sub>L1</sub>	V <sub>L2</sub>	V <sub>T1</sub>	V <sub>L1</sub>	V <sub>L2</sub>	V <sub>T1</sub>		
Zone I	456.99	30.59	433.37	1.06	0.31	0.92	4.75	CV
Zone II	466.45	39.49	476.17	1.08	0.39	1.00		CV
Zone III	301.22	31.47	330.77	0.70	0.30	0.37		CV

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes de cisaillement selon le BAEL.

✚ Vérification des contraintes dans le 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 de l'acier :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N<sub>s</sub> : effort normal à l'état limite de service

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

Zone	$N_s(\text{KN})$			$\sigma_b(\text{MPa})$			$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$	Observation
	$V_{L1}$	$V_{L2}$	$V_{T1}$	$V_{L1}$	$V_{L2}$	$V_{T1}$		
<b>Zone I</b>	456.99	30.59	433.37	1.48	0.43	1.28	15	CV
<b>Zone II</b>	466.45	39.49	476.17	1.51	0.55	1.41		CV
<b>Zone III</b>	301.22	31.47	330.77	0.98	0.004	0.52		CV

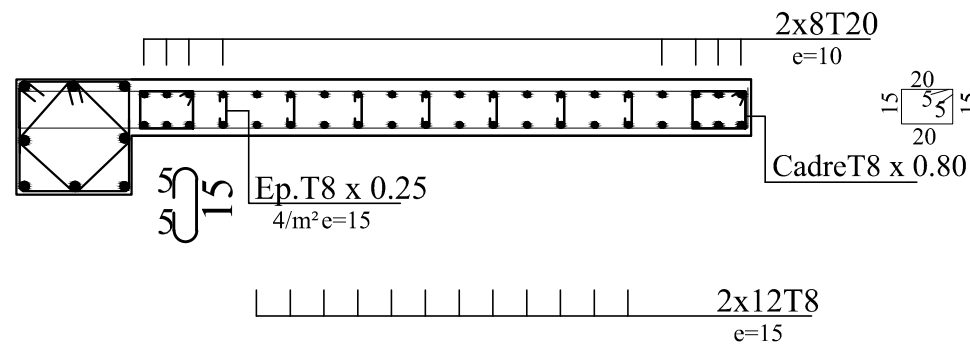
**Tableau VI.10** : Vérification des contraintes dans le béton.

## FERRAILLAGE DU VOILE : VT1

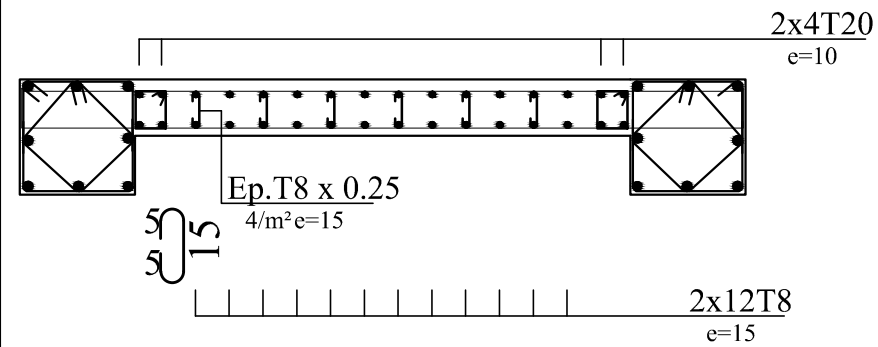
## FERRAILLAGE DU VOILE : VL1

## FERRAILLAGE DU VOILE : VL1

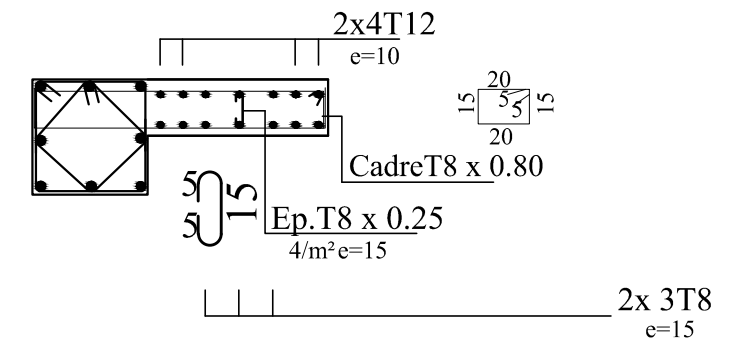
### Zone -I-



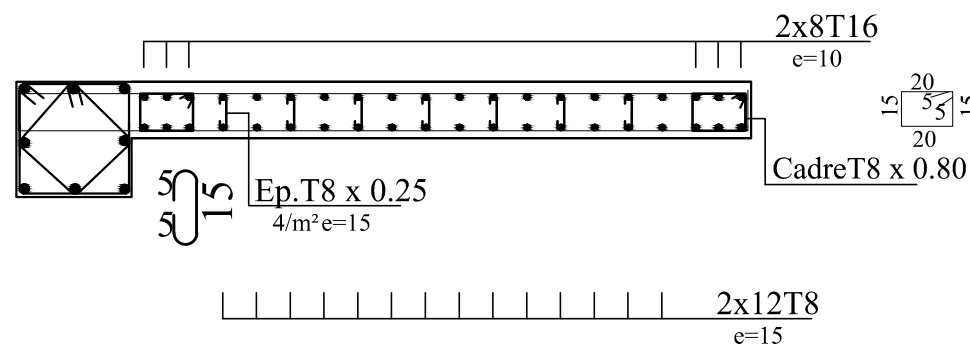
### Zone -I-



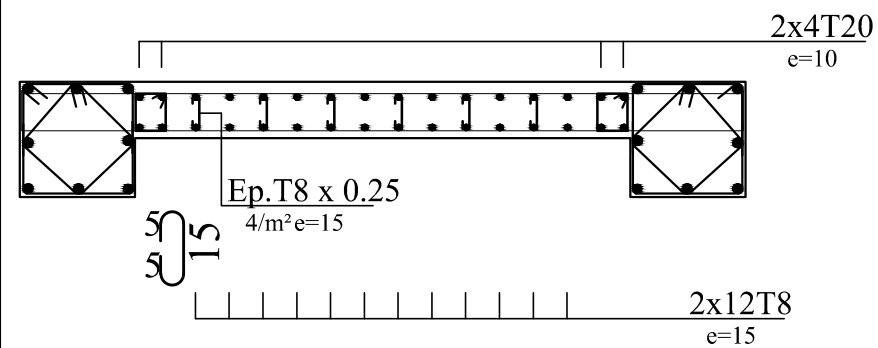
### Zone -I-



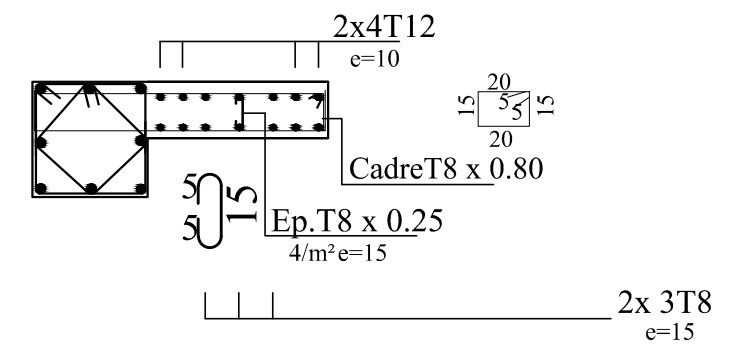
### Zone -II-



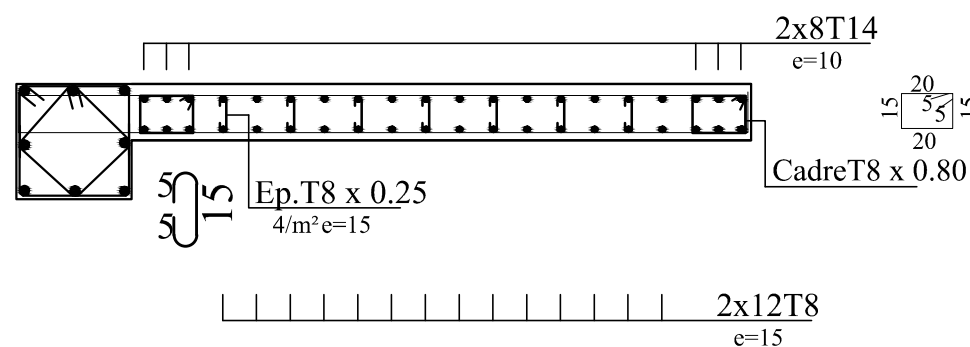
### Zone -II-



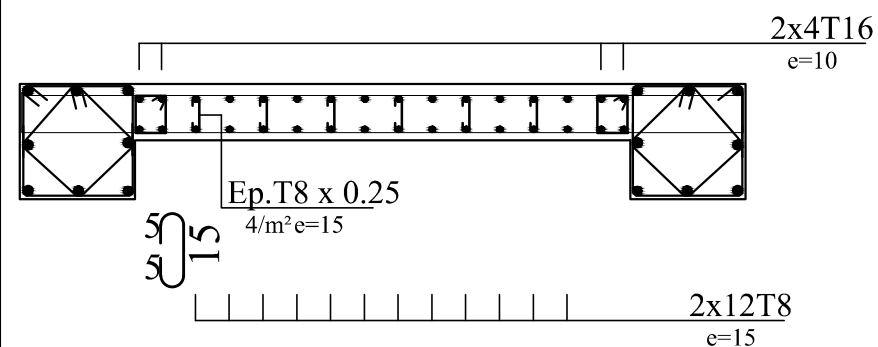
### Zone -II-



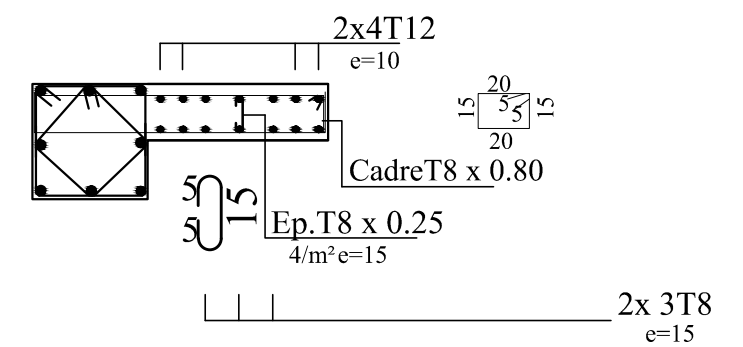
### Zone -III-



### Zone -III-



### Zone -III-



# Chapitres VII :

## Etude de l'infrastructure

**VII.1 Introduction :**

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, et qui transmettent les efforts de la superstructure au sol. Il existe deux types de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.

Le choix du type de fondations se fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisées d'une manière à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage,
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente,
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme...etc.),
- Limitation des tassements compatibles.

**VII.2 Type de fondations :**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol.

**VII.2.1 Les 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.

**VII.2.2 Les fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

### VII.3 Choix tu type de fondations :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2.00$  bars, situé à une profondeur de 2 m (Site meuble). On l'absence d'une nappe phréatique il y'aura pas de risque de remontée des eaux.

#### VII.3.1 Semelles isolée :

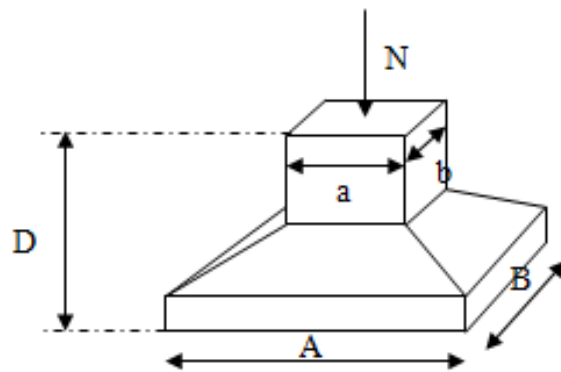
Pour le dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal " $N_{sol}$ " qui est obtenu à la base de tous les poteaux du S-SOL.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \rightarrow A=B \text{ (Poteau carré).}$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



FigVII.1 : schéma statique de la semelle isolée

Application numérique :  $N_{ser} = 822.66$  KN ;  $\bar{\sigma}_{sol} = 200$  KN/m<sup>2</sup>

$$B \geq \sqrt{\frac{822.66}{200}} = 2,03\text{m}$$

On opte pour :  $A=B= 2,03$  m.

**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

#### VII.3.2 Semelles filantes :

❖ **Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 0,20$ [MPa]).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles	$N_s$ [KN]	L[m]	B[m]	S=B.L [m <sup>2</sup> ]
VL1	683,16	3,2	1,0674375	3,4158
VL2	1006,48	0,74	6,800540541	5,0324
VL3	1014,25	3,2	1,584765625	5,07125
VL4	684,69	3,2	1,069828125	3,42345
VL5	689,61	3,2	1,077515625	3,44805
VL6	976,19	0,74	6,595878378	4,88095
				25,2719

**Tableau VII.1** : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	$N_s$ [KN]	L[m]	B[m]	S=B.L [m <sup>2</sup> ]
VT1	101,54	3,5	0,145057143	0,5077
VT2	97,74	3,5	0,139628571	0,4887
VT3	101,27	3,5	0,144671429	0,50635
VT4	95,08	3,5	0,135828571	0,4754
				1,97815

**Tableau VII.2** : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 25,2719 + 1,97815 = 27,25 \text{ [m}^2\text{]}$$

#### ❖ Semelles sous poteaux :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### ➤ Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

$e$  : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q^{\max} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6xe}{L} \right) \\ q^{\min} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6xe}{L} \right) \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3xe}{L} \right) \\ B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \end{array} \right.$$

➤ **Détermination de la résultante des charges :**

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	$e_i$ (m)	$N_i$ (KN m)	$N_i x e_i$ (KN m)	$M_i$
1	10,46	370,25	3872,815	10,153
2	5,66	734,3	4156,138	8,572
3	-0,54	598,69	-323,2926	0,635
4	-5,66	542,31	-3069,4746	0,653
5	-10,46	361,68	-3783,1728	1,548
	somme	2607,23	853,013	21,561

**Tableau VII.3 :** Résultats des charges sous poteaux.

La charge totale transmise par les poteaux est :  $N_t = 2607,23$ [KN]

➤ **Exemple de calcul :**

- Détermination de coordonnées de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{853,013 - 21,561}{2607,23} = 0,33 \rightarrow e = 0,33 \text{ [m]}$$

$$\text{Avec : } R = \sum N_i$$

• **Détermination de la distribution par [ml] de la semelle :**

$$e = 1,03 \text{ [m]} \leq \frac{L}{6} = \frac{20,92}{6} = 3,48 \text{ [m]} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{2607,23}{20,92} \left( 1 - \frac{6 \times 0,33}{20,92} \right) = 112,83 \text{ [KN/ml]}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{2607,23}{20,92} \left( 1 + \frac{6 \times 0,33}{20,92} \right) = 136,42 \text{ [KN/ml]}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{2607,23}{20,92} \left( 1 + \frac{3 \times 0,33}{20,92} \right) = 130,53 [\text{KN/ml}]$$

• **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{130,53}{200} = 0,65 [\text{m}] ; \text{ On prend } B = 1 [\text{m}]$$

On prend : **B = 1 m.**

**Pour le sens longitudinal :**

$$\text{On aura donc } S = 1 \times 28,94 = 28,94 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 28,94 \times 10 + 27,25 = 316,65 \text{ m}^2$$

**n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

**Remarque :**

- La surface totale du bâtiment est  $S_{\text{Bat}} = 605,42 [\text{m}^2]$
- La surface totale de la semelle filante dans le sens longitudinal :  $S_T = 316,65 [\text{m}^2]$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{316,65}{605,42} = 0,52 > 0,50$$

**Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### VIII.2.3 Etude du radier :

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 diminué de son poids propre.

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.

## VII.2.3.1 Pré dimensionnement du radier

❖ **Épaisseur du tablier :**

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir minimum 25 cm ( $h_{\min}=25$  cm)

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec } L_{\max} = 5,12 \text{ m}$$

$L_{\max}$  : Portée maximale.

$$h_d \geq \frac{512}{20} = 25,6 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 35 \text{ cm}$$

❖ **Hauteur des nervures :**

- **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 5,12 \text{ m} \rightarrow \frac{512}{8} = 64 \leq h \leq \frac{512}{5} = 102,4$$

- **Selon la condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K=40$  MPa pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86$  MPa

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,12\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,078 \text{ m}$$

On prend :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{512}{10} = 51,2 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } h_n = 80 \text{ cm}$$

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

$$\longrightarrow b_n = 55 \text{ cm}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$$h_n = 100\text{cm} \quad (\text{hauteur de la nervure})$$

$$h_d = 35 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la dalle})$$

$$b_n = 55 \text{ cm} \quad (\text{largeur de la nervure})$$

#### ❖ Le débord :

##### Détermination des efforts :

- **Charge revenante a la superstructure :**

Charge permanente de la structure :  $G = 26384,38 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure :  $Q = 4227,29 \text{ KN}$

- **Combinaison d'actions :**

- **À l'ELU :**

$$N_U = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 26384,38 + 1,5 \times 4227,29 = 41959,848 \text{ KN}$$

- **À l'ELS :**

$$N_S = G + Q = 26384,38 + 4227,29 = 30611,67\text{KN}$$

- **Détermination de la surface du radier :**

- **À l'ELU :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_U}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{41959,848}{1,33 \times 200} = 157,74 \text{ m}^2$$

- **À l'ELS :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{30611,67}{200} = 153,05 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max (s_{\text{nec}}^{\text{ELU}}, s_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 157,74 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 605,42 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 157,74 \text{ m}^2$$

##### Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30\text{cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2}; 30\text{cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de :  $L_{déb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{débord} = [(L_x + L_y) \times L_{déb}] \times 2$$

$$S_{déb} = P \cdot L_{déb} = ((28,94 + 20,92) \times 0,50) \times 2 = 49,86 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 605,42 + 49,86 = 655,28 \text{ m}^2$

$$S_{rad} = 655,28 \text{ m}^2$$

### VIII.2.3.2 Calcul des sollicitations à la base du radier :

#### ❖ Charges permanentes :

- Poids du bâtiment :  $G = 26484,38 \text{ KN}$

- Poids de radier :

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{radier} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle} = 655,28 \times 0,35 \times 25 = 5733,7 \text{ KN}$$

$$P_{dalle} = 5733,7 [\text{KN}]$$

- Poids des nervures :

$$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \cdot \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_n = (0,55(1 - 0,35) \times (8,12 \times 4 + 17,72 \times 6) \times 25 + (0,55(1 - 0,35) \times (6,89 \times 4 + 28,94 \times 3) \times 25 = 2262,796 \text{ KN.}$$

$$P_n = 2262,796 \text{ KN.}$$

- Poids de T.V.O :

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

Avec :

$$S_{ner} = b_n \times L_x \times L_y \times n + b_n \times L_x \times L_y \times n$$

$$S_{ner} = 0,55 \times (8,12 \times 4 + 17,72 \times 6) + 0,55 \times (6,89 \times 4 + 28,94 \times 3)$$

$$S_{ner} = 139,25$$

$$P_{T.V.O} = (157,74 - 139,25) \times (1 - 0,35) \times 17$$

$$P_{T.V.O} = 204,314 [\text{KN}]$$

- Poids de la dalle flottante libre :  $P_{df} = S_{rad} \times e_p \times 25$

$e_p$  : Epaisseur de la dalle.

$$\frac{1}{50} \leq \frac{e_p}{l_{\max}} \leq \frac{1}{40}$$

$$\frac{l_{\max}}{50} \leq e_p \leq \frac{l_{\max}}{40}$$

$$\frac{512}{50} \leq e_p \leq \frac{512}{40} \longrightarrow 10,24 \leq e_p \leq 12,8$$

On prend  $e_p = 12$  [cm]

$$P_{df} = 157,74 \times 0,12 \times 25 \longrightarrow P_{df} = 473,22 \text{ [KN]}$$

▪ **Poids total du radier :**

$$G_{\text{rad}} = 5733.7 + 2262.796 + 204.314 + 473,22$$

$$G_{\text{rad}} = 8674.03 \text{ [KN]}$$

❖ **Charges d'exploitation :**

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{bat}} = 4227.29 \text{ [KN]}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{rad}} = 0.$$

❖ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 8674.03 + 26384.38$$

$$G_{\text{tot}} = 35058.41 \text{ [KN]}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} = 4227.29 \text{ [KN]}$$

$$Q_{\text{tot}} = 4227.29 \text{ [KN]}$$

❖ **Combinaisons d'action :**

- **A P'ELU :**  $1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35(35058.41) + 1,5(4227.29) = 53669.788 \text{ KN}$

$$N_u = 53669.788 \text{ [KN]}$$

- **A P'ELS :**  $G + Q = 53669.788 + 4227.29 = 39285.7 \text{ [KN]}$

$$N_s = 39285.7 \text{ [KN]}$$

**VII.4.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :****❖ Calcul du centre de gravité :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14.26 \text{ [m]}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.90 \text{ [m]}$$

Avec :

$S_i$ : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**❖ Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = 21808.71 \text{ [m}^4\text{]} .$$

$$I_{YY} = 41788.794 \text{ [m}^4\text{]} .$$

**VII.4.5 Vérification à l'ELU :****❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

Avec :

$$b = 100 \text{ [cm]} ; d = 0,9h_d = 0,9 \times 35 = 31.5 \text{ [cm]}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{53669.788 \times 1}{655.28} \times \frac{5,12}{2} = 209.67 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{209.67}{1 \times 1000 \times 0,351} = 0.60 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**❖ Vérification de la stabilité du radier :**

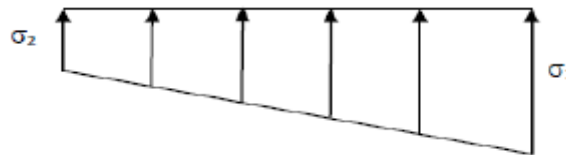
$$M = M_0 + T_0 h$$

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

$T_0$ :Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

$h$ :Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



**FigVII.3 : Diagramme des contraintes du sol.**

Avec :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

- **A P'ELU** :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$
- **A P'ELS** :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$N_u = 53669.788$ [KN],  $N_s = 39285.7$  [KN]

➤ **Sens longitudinal :**

- **ELU :**

$$M = M_0 + T_0 h$$

$$M = 39799.559 + (2595.36 \times 1) = 42394.919 \text{ [KN.m]}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{53669.788}{655.28} \pm \frac{42394.919 \times 14,47}{41788.794}$$

$$\sigma_1 = 96..583 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = 67.223 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(96.583) + 67.223}{4} = 89.243 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$\sigma_m = 89.243 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 266 \text{ [KN/m}^2\text{]} \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

- ELS:

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \mathbf{h}$$

$$M = 39799.559 + (2595.36 \times 1) = 42394.919[\text{KN.m}]$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{39285.7}{655.28} \pm \frac{42394.919 \times 14.47}{41788.794}$$

$$\sigma_1 = 74.632[\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_2 = 45.272 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = \frac{3(74.632) + 45.272}{4} = 67.292 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = 67.292 [\text{KN/m}^2] \leq 200 [\text{KN/m}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

- ELU :

$$M = 40112.481 + (2688.69 \times 1) = \mathbf{42801.171}[\text{KN.m}]$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{53669.788}{655.28} \pm \frac{42801.171 \times 8.90}{21808.71}$$

$$\sigma_1 = 99.37 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_2 = 64.436 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = \frac{3(99.37) + 64.436}{4} = 90.636 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = 90.636 [\text{KN/m}^2] \leq 266 [\text{KN/m}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ELS:

$$M = 40112.481 + (2688.69 \times 1) = \mathbf{42801.171}[\text{KN.m}]$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{39285.7}{655.28} \pm \frac{42801.171 \times 8.90}{21808.71}$$

$$\sigma_1 = 77.42 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_2 = 42.48[\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = \frac{3(77.42) + 42.48}{4} = 68.68 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 68.68 \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \leq 200 \text{ [KN/m}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** toutes les contraintes sont vérifiées.

❖ **Vérification au poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL) :**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$ : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

$\mu_c$ : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$h$ : Épaisseur totale de la dalle.

❖ **Vérification pour les poteaux :**

$N_u = 1131.34 \text{ [KN]}$  (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,5 + 0,5 + (2 \times 1)) \times 2 = 6 \text{ [m]}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4500 \text{ [KN]}$$

$$N_u = 1131.34 \text{ [KN]} < 4500 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification pour les voiles :**

$N_u = 1234.57 \text{ [KN]}$  (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,15 + 1 + (2 \times 1)) \times 2 = 6,3 \text{ [m]}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,3 \times 25000}{1,5} = 4725 \text{ [KN]}$$

$$N_u = 1234.57 \text{ [KN]} < 4725 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.5 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

- ❖ **1<sup>er</sup> cas** : si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

- ❖ **2<sup>eme</sup> cas** : si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la petite portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad (L_x < L_y)$$

#### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### ➤ Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **ELU** :  $q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 90.636 - \frac{8674.03}{655.28} \right) = 77.40 \text{ [KN/ml]}$
- **ELS** :  $q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 68.68 - \frac{8674.03}{655.28} \right) = 55.44 \text{ [KN/ml]}$

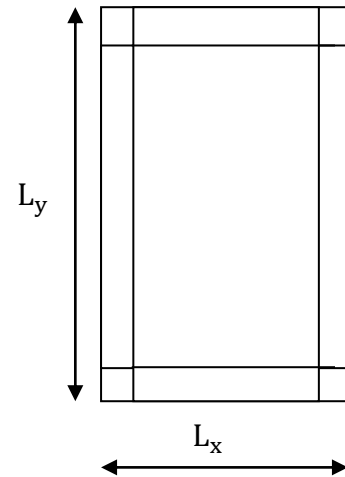
Panneau de dimension :

$$L_x = 3.69 \text{ [m]}$$

$$L_y = 5.12 \text{ [m]}$$

$$\rho = \frac{3.69}{5.12} = 0.720$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.



### VII.5.1 Calcul des armatures à l'ELU :

$$\rho = 0,720 \begin{cases} \mu_x = 0.0653 \\ \mu_y = 0.464 \end{cases}$$

$$q_u = 77.40 \text{ [KN/ml]}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0653 \times 77.40 \times 3.69^2 = 68.818 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,464 \times 68.818 = 31,93 \text{ [KN.m]}$$

#### ❖ Sens XX :

##### ➤ Moment en travées :

$$M_{utx} = 0,75 \times 68.818 = 51.613 \text{ [KN.m]}$$

##### ➤ Moment aux appuis :

$$M_{uax} = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 68.818 = -34.409 \text{ [KN.m]}$$

##### ➤ Ferrailage :

#### • En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51.613}{1 \times 0,33^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,034 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,034 \longrightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{51.613 \times 10^2}{0,983 \times 33 \times 34,8} = 4.57 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **5HA14 = 7.69 [cm<sup>2</sup>]** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 20 [cm]**

#### • Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34.409}{1 \times 0,33^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,022 \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34.409 \times 10^2}{0,989 \times 33 \times 34,8} = 3.03 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **5HA14 = 7.69 [cm<sup>2</sup>]** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 20 [cm]**

## ❖ Sens YY :

## ➤ Moment en travées :

$$M_{uty} = 0,75 \times 31.931 = 23.948 \text{ [KN.m]}$$

## ➤ Moment aux appuis :

$$M_{uay} = 0,5 \times M_{0y} = -0,5 \times 31.931 = -15.965 \text{ [KN.m]}$$

## ➤ Ferrailage :

## • En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.948}{1 \times 0,33^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,016 \longrightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.948 \times 10^2}{0,992 \times 33 \times 34,8} = 2.10 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

On adopte : **5HA14 = 7.69 [cm<sup>2</sup>]** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 20 [cm]**

## • Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.965}{1 \times 0,33^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,010 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,010 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.965 \times 10^2}{0,995 \times 33 \times 34,8} = 1.40 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

On adopte : **5HA14 = 7,69 [cm<sup>2</sup>]** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 20 [cm]**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M [KN.m]	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_u$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	$A_u$ Adoptée	s <sub>t</sub> [cm]
$l_x$	Travée	51.613	0.034	SSA	0.983	4.57	7HA14	7.69	20
	Appuis	34.409	0.010	SSA	0,995	3.03	5HA14	7.69	20
$l_y$	Travée	23.948	0,016	SSA	0,992	2.10	5HA14	7.69	20
	Appuis	15.965	0,022	SSA	0,983	1.40	5HA14	7,69	20

## ❖ Vérification de la condition de non fragilité :

• Sens  $l_x$  :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec :  $\rho_0$ : Pourcentage d'acier minimal règlementaire ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA FeE400).

$$A_{x\min} = 0,0008 \times 100 \times 35 \times \frac{3 - 0,72}{2} = 3.192 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$A_{uax} = 7.69 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{\min} = 3.192 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$A_{utx} = 7.96 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{\min} = 3.192 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

- Sens  $l_y$  :

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \longrightarrow A_y \geq bh\omega_0$$

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 3 = 2,8 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$A_{uty} = 7.69 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{\min} = 2,8 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$A_{uay} = 7,69 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{\min} = 2,8 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

#### ❖ Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armatures parallèles à  $L_x$  :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ [cm]}\} \longrightarrow S_t \leq \min\{105; 33 \text{ [cm]}\}$$

$$20 \text{ [cm]} \leq 33 \text{ [cm]}$$

- Armatures parallèles à  $L_y$  :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ [cm]}\} \longrightarrow S_t \leq \min\{140; 45 \text{ [cm]}\}$$

$$20 \text{ [cm]} \leq 45 \text{ [cm]}$$

#### VII.5.2 Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0,720 \begin{cases} \mu_x = 0,0719 \\ \mu_y = 0,508 \end{cases}$$

$$q_s = 55.44 \text{ [KN/ml]}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0719 \times 55.44 \times 3.69^2 = 54.27 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.508 \times 54.27 = 27.57 \text{ [KN.m]}$$

#### ❖ Moment en travées :

- Sens X-X :

$$M_{stx} = 0,75 \times 54.27 = 40.70 \text{ [KN.m]}$$

- Sens Y-Y :

$$M_{sty} = 0,75 \times 27.57 = 20.68 \text{ [KN.m]}$$

❖ **Moment aux appuis :**• **Sens X-X :**

$$M_{sax} = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 54.27 = -27.135 [\text{KN.m}]$$

• **Sens Y-Y :**

$$M_{say} = -0,5 \times M_{0y} = -0,5 \times 27.57 = -13.785 [\text{KN.m}]$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 [\text{MPa}]$$

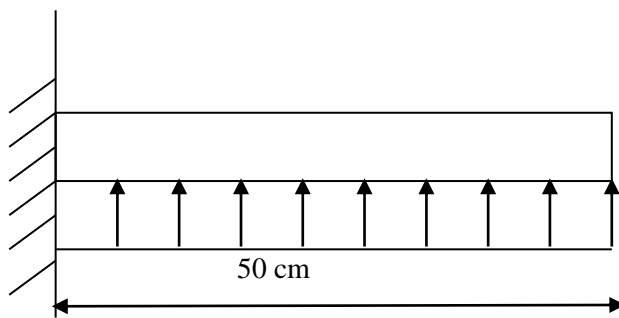
$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_s$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
$l_x$	Appuis	27.135	7.69	0,231	0.923	49.93	115.84	<b>2.32</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>
	Travée	40.70	7.69	0,231	0.923	49.93	173.76	<b>3.48</b>		<b>CV</b>
$l_y$	Appuis	13.785	7.69	0,231	0.923	49.93	58.85	<b>1.17</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>
	Travée	20.68	7.69	0,231	0.923	49.93	88.29	<b>1.77</b>		<b>CV</b>

**VII.6 Ferrailage du débord**

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.



**FigVIII.4 : Schéma statique du débord.**

**VII.6.1 Sollicitation de calcul :**

- A L'ELU :  $q_u = 77.40$  [KN/ml]

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{77.40 \times 0,5^2}{2} = 9.67 \text{ [KN.m]}$$

- A L'ELS:  $q_s = 55.44$  [KN/ml]

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{55.44 \times 0,5^2}{2} = 6.93 \text{ [KN.m]}$$

**VII.6.2 Calcul des armatures :**

$b = 1$  [m] ;  $d = 33$  [cm] ;  $f_{bc} = 14,2$  [MPa] ;  $\sigma_s = 348$  [MPa]

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.67}{1 \times 0.33^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,006 \longrightarrow \beta = 0,997$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.67 \times 10^2}{0,997 \times 33 \times 34,8} = 0.84 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **7HA10/ml = 5,49 [cm<sup>2</sup>/ml]** avec un espacement  **$s_t = 15$  [cm]**

**VII.6.3 Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 33 \times 2,1}{400} = 3,98 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_u = 5.49 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} = 3,98 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.6.4 Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.49}{4} = 1.37 \longrightarrow \text{2HA10/ml} = 1,57 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

**VII.6.5 Vérification à l'ELS :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.49}{100 \times 33} = 0,169 \beta_1 \longrightarrow = 0.993 K_1 = \longrightarrow 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.93 \times 10^6}{0,993 \times 330 \times 549} = 38.52$$

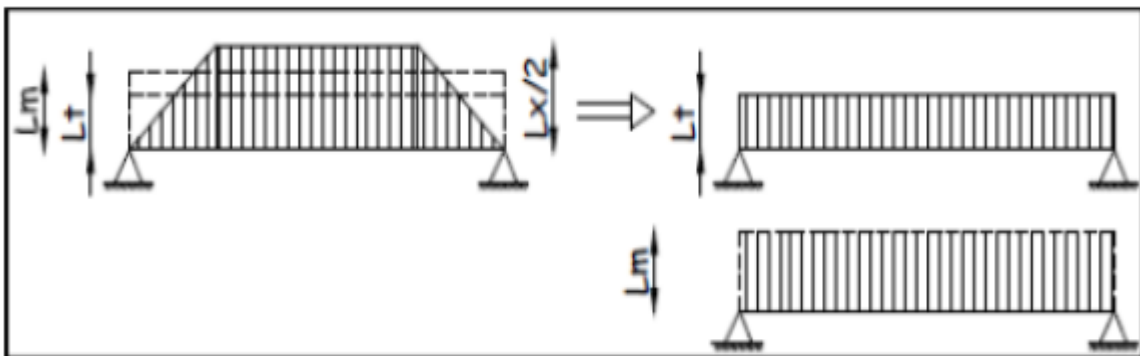
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 0.64 \text{ [MPa]} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

**VII.7 Calcul des nervures :**

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport  $\rho$  est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires.
- Pour le calcul des efforts internes maximums, 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 ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.



**FigVII.5 :** Présentation des charges simplifiées.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

❖ **1er Cas : Chargement triangulaires :**

Moment fléchissant :  $L_m = 0,333 \times L_x$ .

Effort tranchant :  $L_t = 0,25 \times L_x$ .

❖ **2ème Cas : Chargement trapézoïdale :**

Moment fléchissant :  $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho x^2}{6}\right)$

Effort tranchant :  $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho x^2}{4}\right)$

➤ Pour les moments fléchissant :

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

➤ Pour les efforts tranchants :

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

### VII.7.1 Détermination des charges :

• A L'ELU :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = \left( 90.636 - \frac{8674.03}{655.28} - \frac{2262.796}{139.25} \right) \times 1m = 61.148 \text{ [KN/ml]}.$$

• A L'ELS :

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = \left( 68.68 - \frac{8674.03}{655.28} - \frac{2262.796}{139.25} \right) \times 1m = 39.192 \text{ [KN/ml]}.$$

• Sens longitudinale

Travée	Panneau	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho_x$	Chargement	$L_m$ [m]	$L_t$ [m]	$q_u$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_s$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$Q_u$ [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	$Q_s$ [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]	$Q_u$ [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	$Q_s$ [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]
AB	1	2,2	3	0,73	Trapézoïdal	0,90	0,80	61,148	39,192	55,21	55,21	35,38	78,49	49,18	116,44	31,52	74,63
	2	2,2	5,12		Triangulaire	1,10	1,10	61,148		43,11		67,26		43,11			
BC	1	3,2	3	0,94	Trapézoïdal	1,13	0,90	61,148		69,17	154,27	44,34	98,88	54,84	133,57	35,15	85,61
	2	3,2	5,12	0,63	Trapézoïdal	1,39	1,29	61,148		85,10		54,54		78,73		50,46	
CD	1	3,69	3	0,81	Trapézoïdal	1,44	1,24	61,148		87,96	181,25	56,38	116,17	75,53	159,05	48,41	101,94
	2	3,69	5,12	0,72	Trapézoïdal	1,53	1,37	61,148		93,29		59,79		83,52		53,53	
DE	1	3,48	3	0,86	Trapézoïdal	1,31	1,09	61,148		80,04	80,04	51,30	119,50	66,86	173,26	42,85	111,05
	2	3,48	5,12		Triangulaire	1,74	1,74	61,148		68,19		106,40		68,19			
EF	1	3,4	3	0,88	Trapézoïdal	1,26	1,04	61,148		76,97	76,97	49,34	115,96	63,49	167,44	40,69	107,32
	2	3,4	5,12		Triangulaire	1,70	1,70	61,148		66,63		103,95		66,63			
FG	1	3,48	3	0,86	Trapézoïdal	1,31	1,09	61,148		80,04	80,04	51,30	119,50	66,86	173,26	42,85	111,05
	2	3,48	5,12		Triangulaire	1,74	1,74	61,148		68,19		106,40		68,19			
GH	1	3,69	3	0,81	Trapézoïdal	1,44	1,24	61,148		87,96	181,25	56,38	116,17	75,53	159,05	48,41	101,94
	2	3,69	5,12	0,72	Trapézoïdal	1,53	1,37	61,148		93,29		59,79		83,52		53,53	
HI	1	3,2	3	0,94	Trapézoïdal	1,13	0,90	61,148	69,17	154,27	44,34	98,88	54,84	133,57	35,15	85,61	
	2	3,2	5,12	0,63	Trapézoïdal	1,39	1,29	61,148	85,10		54,54		78,73		50,46		
IJ	1	2,2	3	0,73	Trapézoïdal	0,90	0,80	61,148	55,21	55,21	35,38	78,49	49,18	116,44	31,52	74,63	
	2	2,2	5,12		Triangulaire	1,10	1,10	61,148	43,11		67,26		43,11				

Tableau VII.4 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

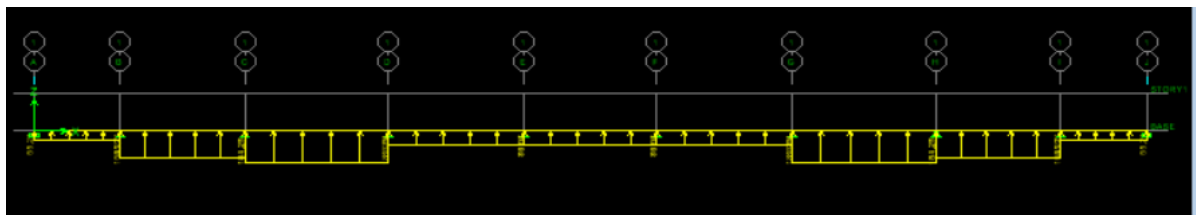
- Sens transversal :

Travée	Panneau	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho_x$	Chargement	$L_m$ [m]	$L_t$ [m]	$q_u$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_s$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$Q_u$ [KN/m]	$\sum q_u$ [KN/m]	$Q_s$ [KN/m]	$\sum q_s$ [KN/m]	$Q_u$ [KN/m]	$\sum q_u$ [KN/m]	$Q_s$ [KN/m]	$\sum q_s$ [KN/m]
AB	1	3,2	4,8	0,67	Trapézoïdal	1,36	1,24	61,148	39,192	83,34		53,42		76,10		48,77	
	2	3,69	4,8	0,77	Trapézoïdal	1,48	1,30	61,148	39,192	90,59	173,94	58,06	111,48	79,48	155,58	50,94	99,71
BC	1	3,2	3	0,94	Trapézoïdal	1,13	0,90	61,148	39,192	69,17		44,34		54,84		35,15	
	2	3,69	3	0,81	Trapézoïdal	1,44	1,24	61,148	39,192	87,96	167,01	56,38	100,71	75,53	130,37	48,41	83,56
CD	1	3,2	5,12	0,63	Trapézoïdal	1,39	1,29	61,148	39,192	85,10		54,54		78,73		50,46	
	2	3,69	5,12	0,72	Trapézoïdal	1,53	1,37	61,148	39,192	93,29	178,38	59,79	114,33	83,52	162,25	53,53	103,99
DE	1	3,2	4,8	0,67	Trapézoïdal	1,36	1,24	61,148	39,192	83,34		53,42		76,10		48,77	
	2	3,69	4,8	0,77	Trapézoïdal	1,48	1,30	61,148	39,192	90,59	173,94	58,06	111,48	79,48	155,58	50,94	99,71

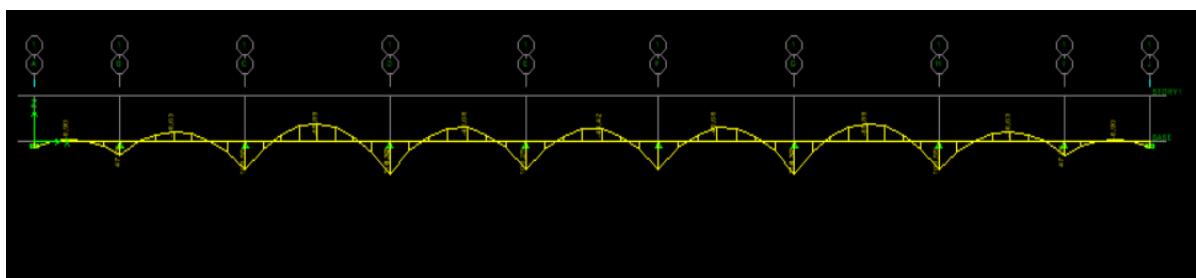
**Tableau VII.5** : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

### VII.7.2 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

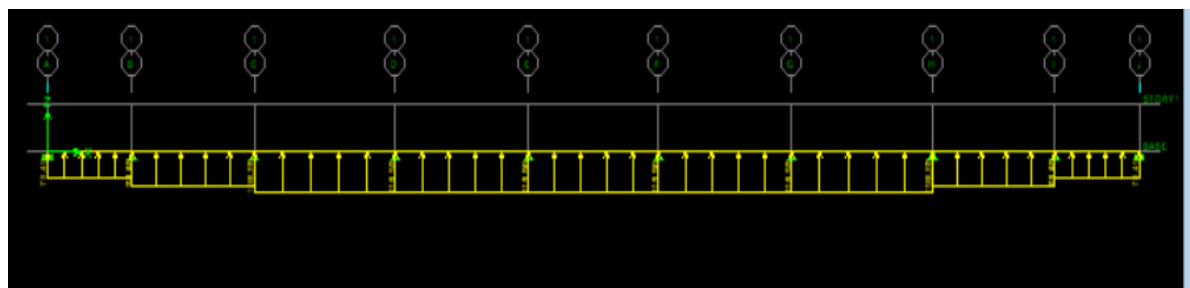
❖ Sens longitudinal :



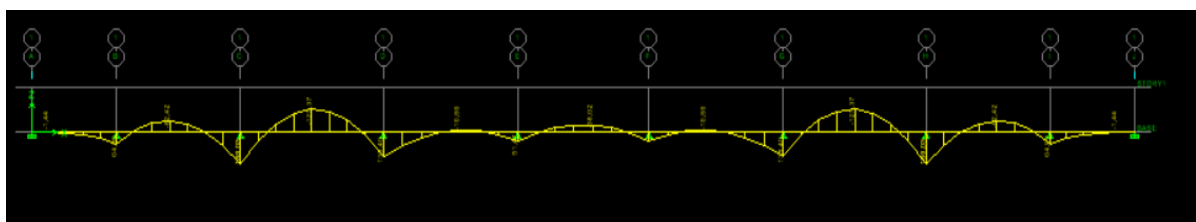
**FigVII.6** : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal)



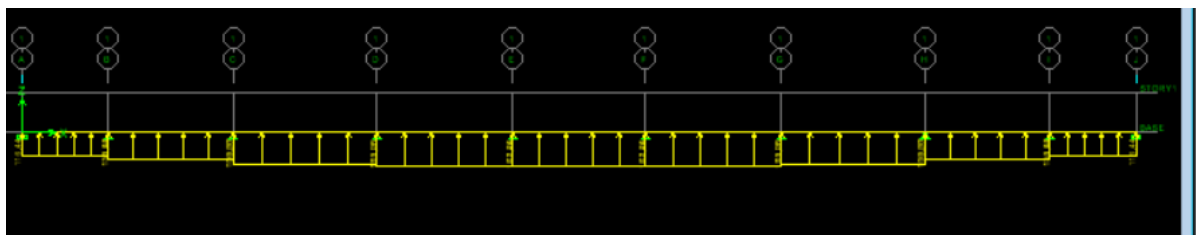
**FigVII.7** : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

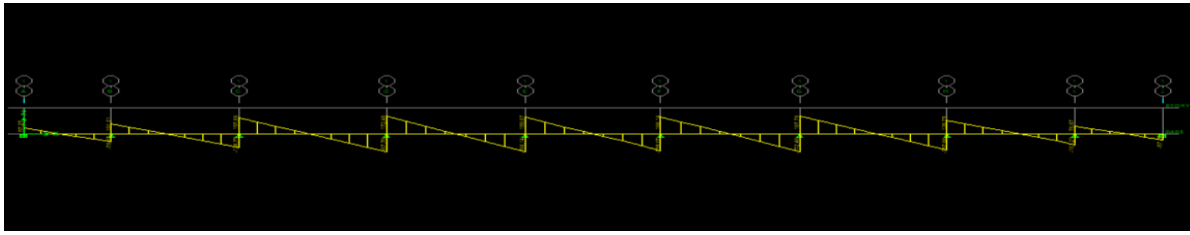


**FigVII.8** : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

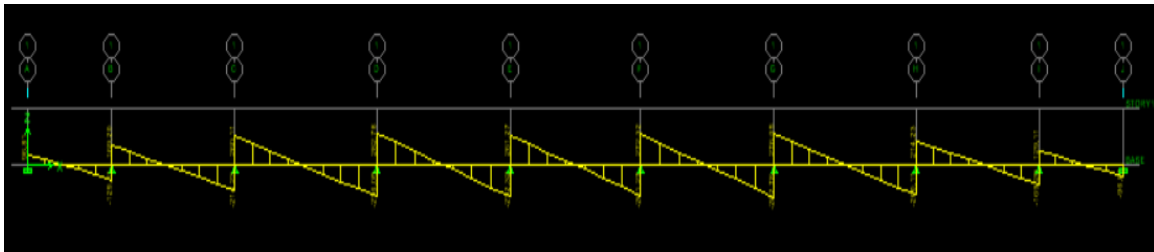
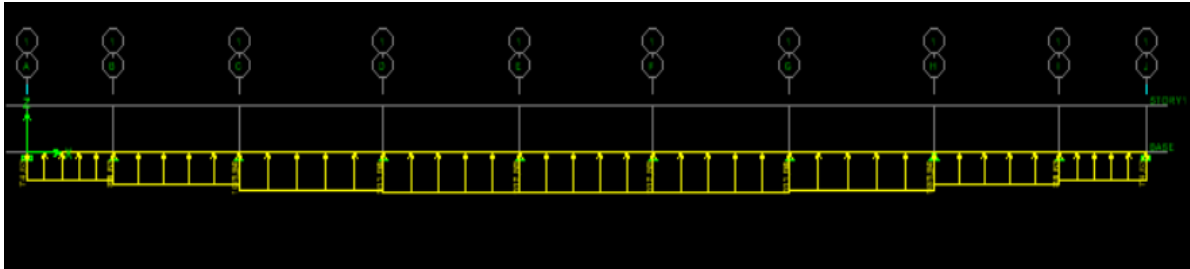


**FigVII.9** : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.



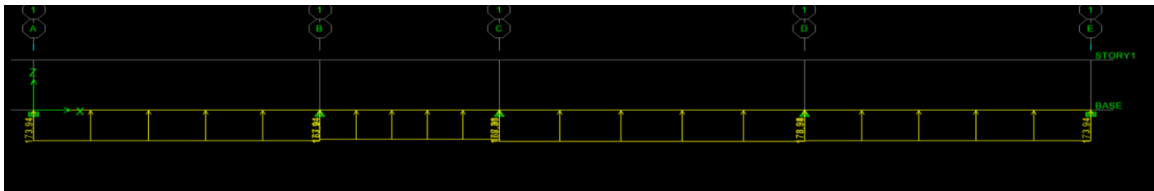


**FigVII.10 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

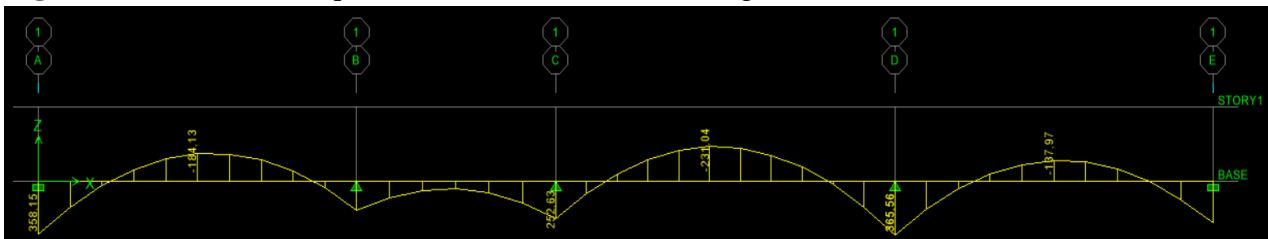


**FigVII.11 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

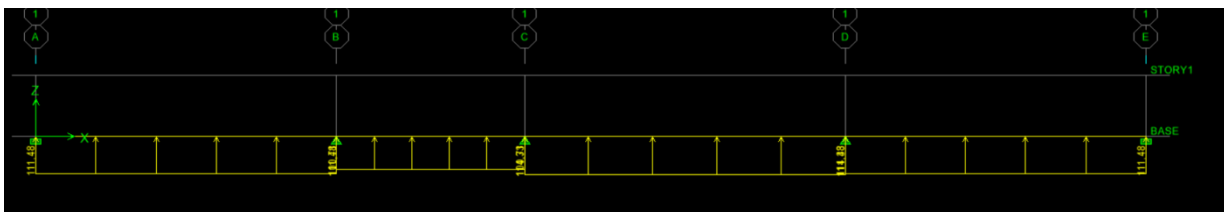
❖ Sens transversal :



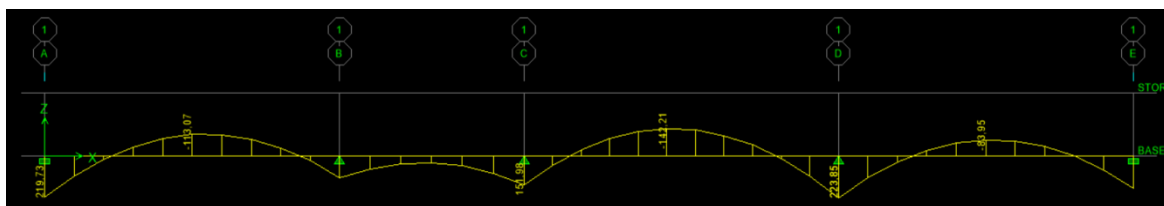
**FigVII.12 :** Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal)



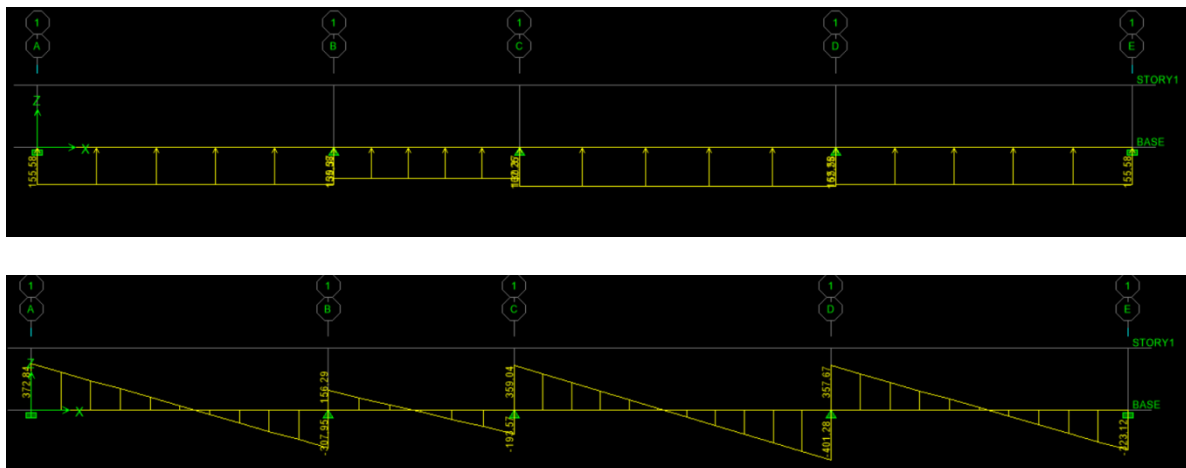
**FigVII.13 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



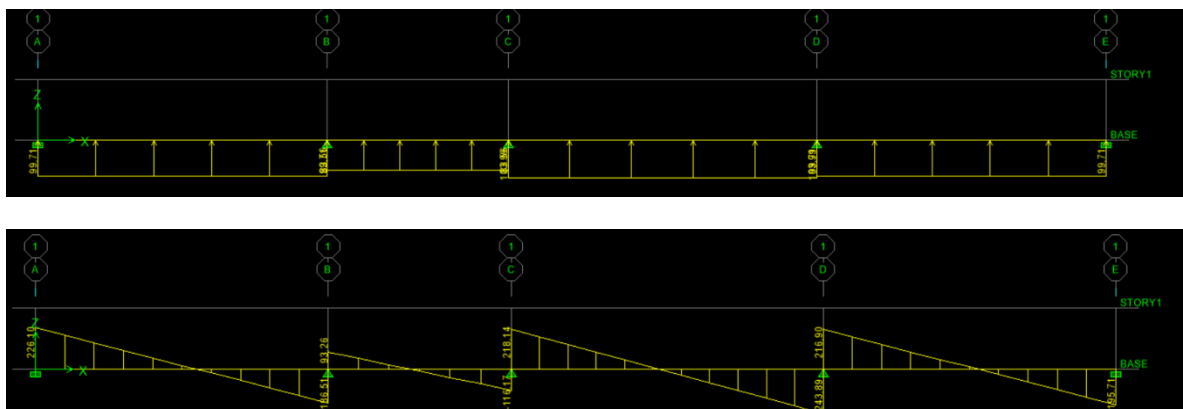
**FigVII.14 :** Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).



**FigVII.15** : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.



**FigVII.16** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



**FigVII.17** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

### VII.7.3 Sollicitation maximale :

#### ❖ Sens longitudinal :

$$M_{t_{\max}} = -127,37 [\text{KN. m}]$$

$$M_{a_{\max}} = 180,03 [\text{KN. m}]$$

$$M_{t_{\text{smax}}} = -65,89 [\text{KN. m}]$$

$$M_{a_{\text{smax}}} = -116,32 [\text{KN. m}]$$

$$T_{\text{umax}} = 282.78 \text{ [KN]}$$

❖ **Sens transversal :**

$$M_{\text{tumax}} = -231.04 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{\text{aumax}} = 365.56 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{\text{tsmax}} = -142.21 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{\text{asmax}} = 223.85 \text{ [KN.m]}$$

$$T_{\text{umax}} = 401.28 \text{ [KN]}$$

### VII.8 Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 55 \text{ [cm]}, h = 100 \text{ [cm]}, d = 95 \text{ [cm]}, f_{bc} = 14,2 \text{ [MPa]}, \sigma_{st} = 348 \text{ [MPa]}$$

❖ **Exemple de calcul :**

$$M_{\text{tumax}} = -127.37 \text{ [KN.m]} \quad ; \quad M_{\text{aumax}} = 180.03 \text{ [KN.m]}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a^{\text{max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{180.03 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0.026 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,025 \longrightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_a^{\text{max}}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{180.03 \times 10^6}{0,987 \times 950 \times 348 \times 100} = 5.52 \text{ [cm}^2\text{]}$$

		M [KN.m]	$\mu$	$\beta$	$A_{\text{cal}}[\text{cm}^2]$	Choix	$A_{\text{adop}}[\text{cm}^2]$
<b>Sens Longitudinal</b>	<b>Appui</b>	180.03	0,026	0,987	5.52	4HA16	8.04
	<b>Travée</b>	127.37	0,018	0,991	3.88	4HA16	8.04
<b>Sens transversal</b>	<b>Appui</b>	365.56	0,052	0,973	11.36	5HA20	15.70
	<b>Travée</b>	231.04	0,032	0,984	7.10	5HA16	10.05

Soit : **4HA16 = 8.04 [cm<sup>2</sup>]**

**Tableau VII.6 : Ferrailage des nervures à L'ELU.**

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 550 \times 950 \times 2,1}{400 \times 100} = 6,30 [cm^2]$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 8.04 [cm^2] > A_{min} = 6,30 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 8.04 [cm^2] > A_{min} = 6,30 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 15.70 [cm^2] > A_{min} = 6,30 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 10.05 [cm^2] > A_{min} = 6,30 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$T_{u\max} = 282.78 [KN]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 [MPa]\right) = \min(2,5 [MPa]; 4 [MPa]) = 2,5 [MPa]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{282.78 \times 10^3}{550 \times 950} = 0.54 [MPa] \leq \bar{\tau} = 2,5 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 [mm]$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 10 [mm]$

On prend un cadre et un étrier de  $\phi = 10 [mm]$

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} = \left\{\frac{100}{4}; 12 \times 2\right\} = 25 [cm] \longrightarrow \text{Soit } S_t = 10 [cm]$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 [cm] \longrightarrow \text{Soit } S_t = 20 [cm]$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 55 = 3,00 [cm^2]$$

$$A_t^{\min} = 3,3 [cm^2]$$

Soit :  $A_t = 5HA10 = 3.92 \text{ [cm}^2\text{]}$

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

		<b>Ms<sub>max</sub></b>	<b>h</b>	<b>c</b>	<b>A adopté</b>	<b>ρ<sub>1</sub></b>	<b>β<sub>1</sub></b>	<b>k<sub>1</sub></b>	<b>σ<sub>s</sub>[Mpa]</b>	<b>σ<sub>bc</sub>[Mpa]</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub>[Mpa]</b>	<b>OBS</b>
Sens X-X	Appui	<b>116.32</b>	1	0,02	8.04	0.186	0.930	56.43	194.45	3.44	<b>15</b>	Vérifiée
	Travée	<b>65.89</b>	1	0,02	8.04	0.186	0.930	56.43	194.45	3.44	<b>15</b>	Vérifiée
Sens Y-Y	Appui	<b>223.85</b>	1	0,02	15.70	0.360	0.907	38.76	196.50	5.07	<b>15</b>	Vérifiée
	Travée	<b>142.21</b>	1	0,02	10.05	0.231	0.923	49.43	191.63	3.88	<b>15</b>	Vérifiée

**Conclusion :**

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

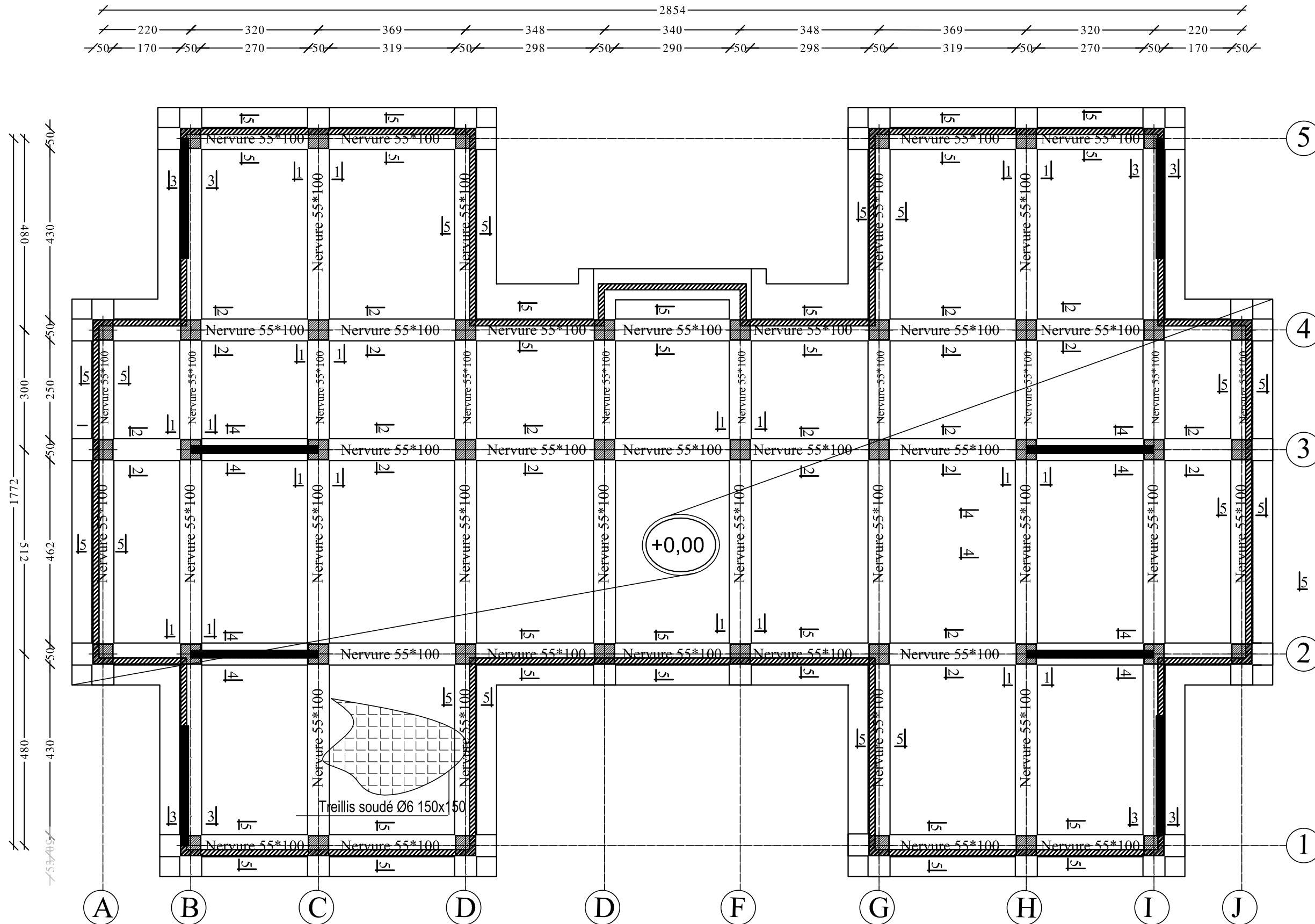
**Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs sections sont au moins égales à 3[cm<sup>2</sup>] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100[cm], la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

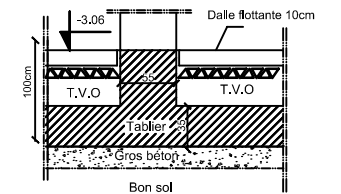
$$A_p = 3[\text{cm}^2/\text{ml}] = 3[\text{cm}^2] \text{ par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2HA14 = 3,08 [\text{cm}^2]$$

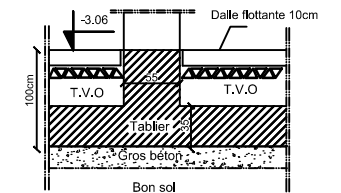
# Plan de coffrage plancher niveau : -3.06 m



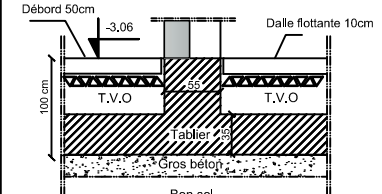
Coupe 1-1



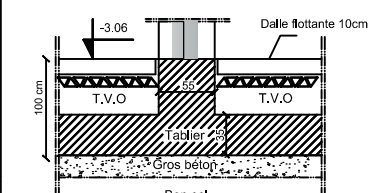
Coupe 2-2



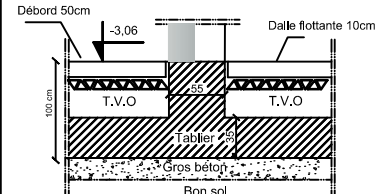
Coupe 3-3



Coupe 4-4

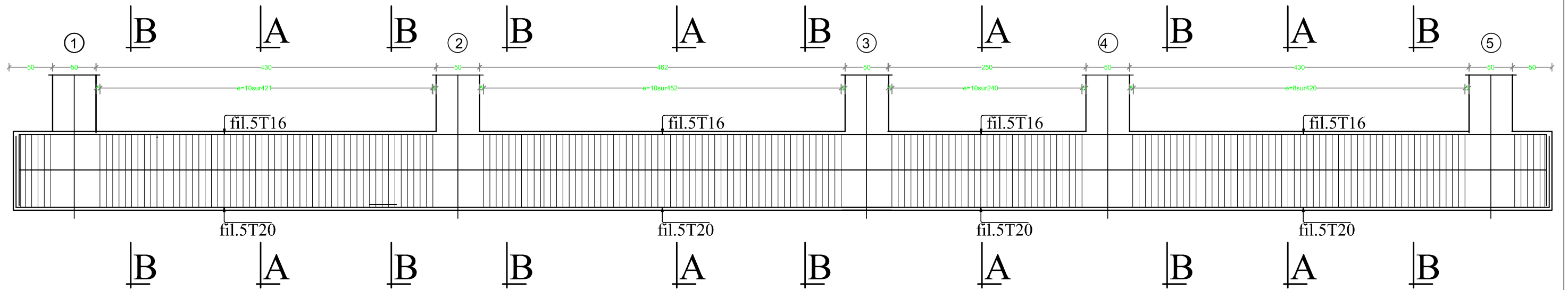


Coupe 5-5

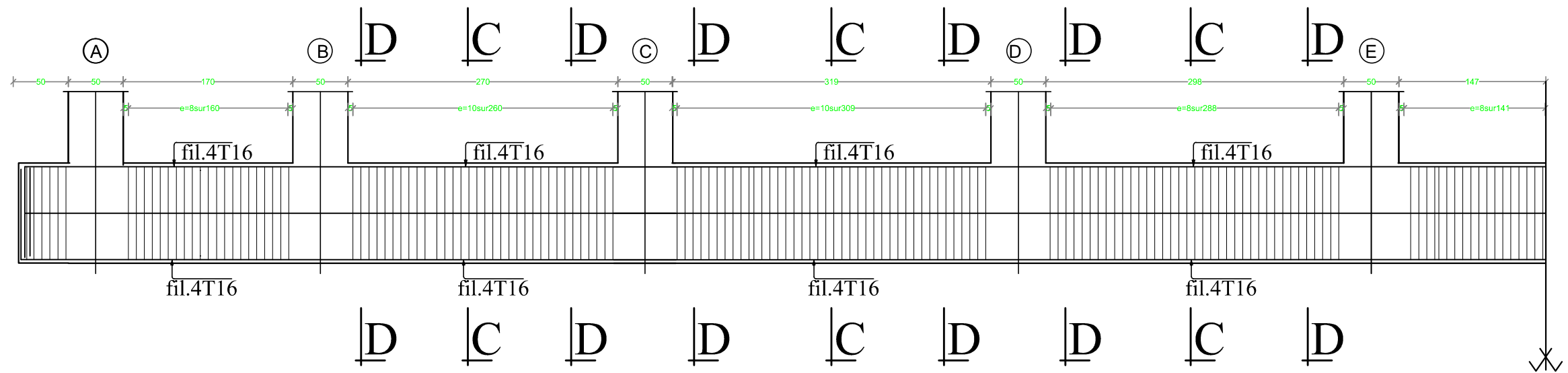


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5	
+ SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DE RADIER	
Réalise par: HASSAINE SARAH HAMTACHE KAHINA. Encadrée par: Monsieur BOUKAIS.S.	
SITUATION: BOUMERDES	promotion :2019/ 2020

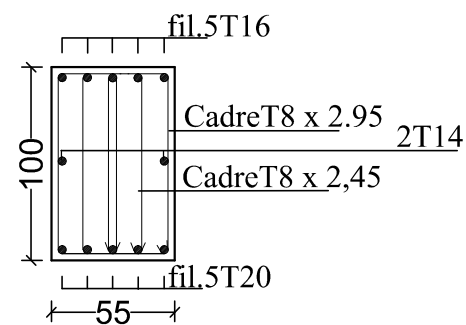
# Nervure sens transversale: 55\*100.



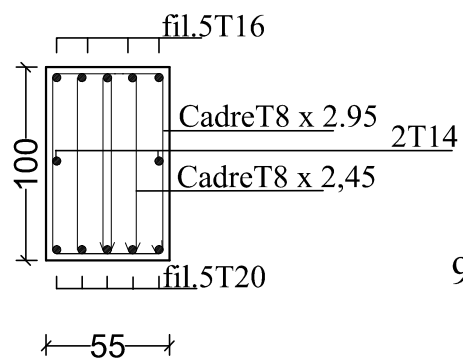
# Nervure sens longitudinale: 55\*100.



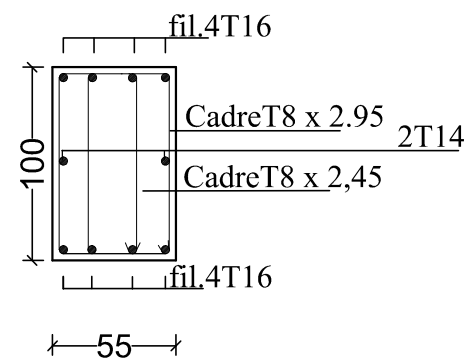
COUPE A-A  
ECH 1/10



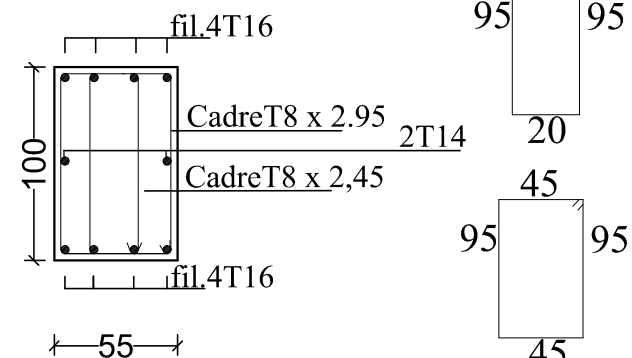
COUPE B-B  
ECH 1/10



COUPE C-C  
ECH 1/10



COUPE D-D  
ECH 1/10



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5	
+ SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES NERVURES	
Réalise par: HASSAINE SARAH	
HAMTACHE KAHINA.	
Encadrée par: Monsieur BOUKAIS.S.	
SITUATION:	promotion :2019/ 2020
BOUMERDES	

# Chapitre VIII :

## Etude du voile périphérique

## VIII. Etude du voile périphérique :

### Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chainage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Assure une bonne stabilité de l'ouvrage et limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

### VIII.1 Pré dimensionnement du voile périphérique : (Art : 10.1.2 vs RPA 2003)

L'article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 15cm.

### VIII .2 Contrainte des sollicitations :

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale

$\sigma_v$  : Contrainte verticale

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin\phi}{\cos\phi}$$

Avec :  $k_0$  : coefficient de poussée des terres.

$\phi$  : Angle de frottement interne.

### VIII.3 Caractéristiques du sol :

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont données par le manuscrit de M.

**BELAZOUGUI « calcul des ouvrages en béton armé » (en page 239)**

- ✓ Poids volumique du sol :  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$
- ✓ Angle de frottement interne :  $\phi = 35^\circ$
- ✓ Cohésion :  $C = 0$
- ✓ Charge d'exploitation éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Contrainte admissible du sol :  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$
- ✓ Hauteur du voile  $H = 3.06 \text{ m}$ .

### VIII .4 Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale

$\sigma_v$  : Contrainte verticale

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

Avec :

$K_a$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} = 0.27$$

$\beta = 0$  : Pour un sol horizontal

Donc :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.27$$

#### ➤ Calcul des contraintes

##### • À l'ELU

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_0 (1.35 \gamma \cdot h + 1.5q)$$

Pour :

$$- \mathbf{H = 0 \text{ m}} \quad \rightarrow \quad \sigma_{h1} = 0.27 (1.5 \times 10) = 4.05 \text{ KN/m}^2$$

$$- \mathbf{H = 3.06 \text{ m}} \quad \rightarrow \quad \sigma_{h2} = 0.27 (1.35 \times 17 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 23.02 \text{ KN/m}^2$$

##### • À Calcul à l'ELS

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_0 (\gamma \cdot h + q)$$

Pour :

$$\mathbf{H = 0} \quad \rightarrow \quad \sigma_{h1} = 0.27 \times 10 = 2.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{H = 3.06 \text{ m}} \quad \rightarrow \quad \sigma_{h2} = (17 \times 3.06 + 10) 0.27 = 16.75 \text{ KN/m}^2$$

- Diagramme des contraintes :

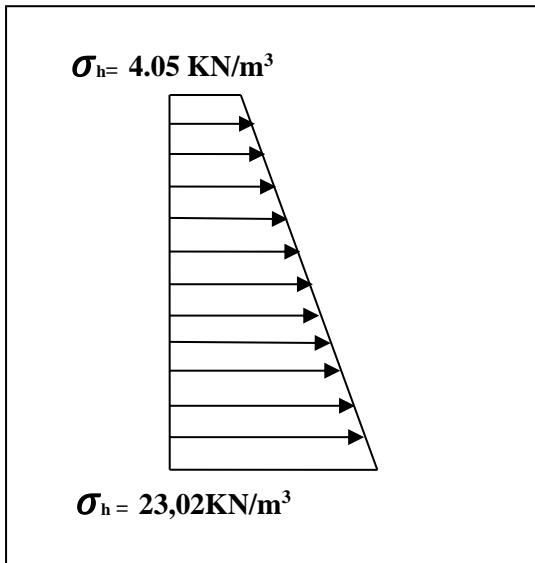


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes horizontales à l'ELU

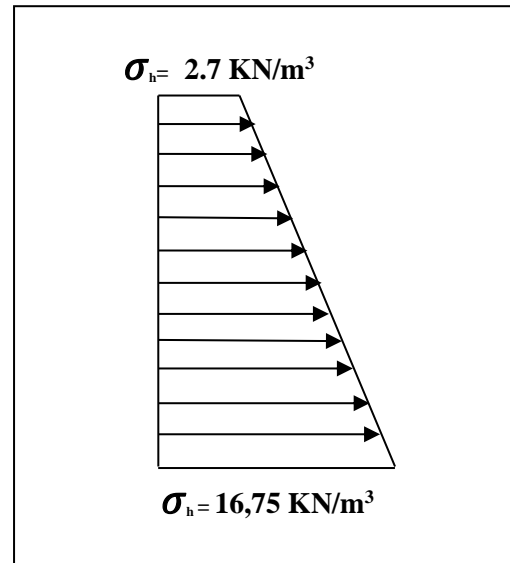


Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes horizontales à l'ELS

### VIII.7 Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

- ELU :

$$q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times 23,02 + 4,05}{4} \times 1\text{ml} = 18,28 \text{ KN/ml}$$

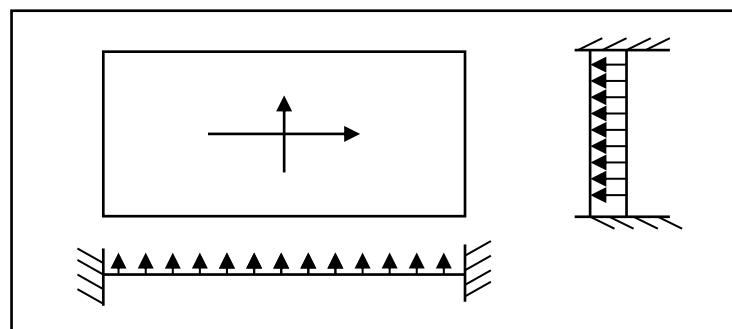
- ELS :

$$q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times 16,75 + 2,7}{4} \times 1\text{ml} = 13,24 \text{ KN/ml}$$

### VIII.8 Ferrailage du voile périphérique

#### 1. Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.



## 2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés par des coefficients suivants :

- **Moment en travée**
  - 0.75 → (sens XX)
  - 0.75 → (sens YY)
- **Moment d'encastrement sur les grands cotés**
  - 0.5 → appui de rive
  - 0.5 → autre appuis

### Identification :

$$l_x = 3.06\text{m}$$

$$l_y = 3.69\text{m}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{3.69} = 0.830 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

### ELU :

$$\varphi = 0.830 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0531 \times 18.28 \times (3.06)^2 = 9.08 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.649 \times 9.08 = 5.90 \text{KN.m}$$

### ❖ Correction des moments :

#### ▪ Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 9.08 = 4.54 \text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 9.08 = 6.81 \text{KN.m}$$

#### ▪ Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 5.90 = 2.95 \text{KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 5.9 = 4.42 \text{KN.m}$$

ELS :

$$\varphi = 0.826 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.060 \\ \mu_y = 0.75 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.060 \times 13.24 \times (3.06)^2 = 7.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.75 \times 7.44 = 5.58 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

Sens xx :

Aux appuis :  $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 7.44 = 3.72 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 7.44 = 5.58 \text{ KN.m}$

Sens yy :

Aux appuis :  $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 5.58 = 2.79 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 5.58 = 4.18 \text{ KN.m}$

Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_1$	Section	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	s <sub>t</sub> (cm)
X-X	Appuis	4.54	0.018	0.392	SSA	0.991	1.02	1.5	6HA12=6.78	15
	Travée	6.81	0.028	0.392	SSA	0.986	1.52	1.5	6HA12=6.18	15
Y-Y	Appuis	2.95	0.012	0.392	SSA	0.994	0.66	1.5	6HA12=6.18	15
	Travée	4.42	0.018	0.392	SSA	0.991	0.98	1.5	6HA12=6.18	15

**Recommandation**      **Tableau VIII.1 : ferrailage du voile périphérique.**

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

## VIII.9 Vérification à l'ELS

## ❖ Vérification des contraintes :

Le voile périphérique 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 :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right\} \text{ Avec : } \eta = 1.6$$

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

## ➤ Dans le béton :

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

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100.A_s}{b.d} \rightarrow \beta \rightarrow K$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \text{ Avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_s}$$

Sens	Zone	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub> (KN.m)	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Observation
X-X	Appuis	6.78	3.72	0.521	0.891	30.87	47.37	348	1.53	15	CV
	Travée	6.78	5.58	0.521	0.891	30.87	71.05	348	2.30	15	CV
Y-Y	Appuis	6.78	2.79	0.521	0.891	30.87	35.53	348	1.15	15	CV
	Travée	6.78	4.18	0.521	0.891	30.87	53.23	348	1.72	15	CV

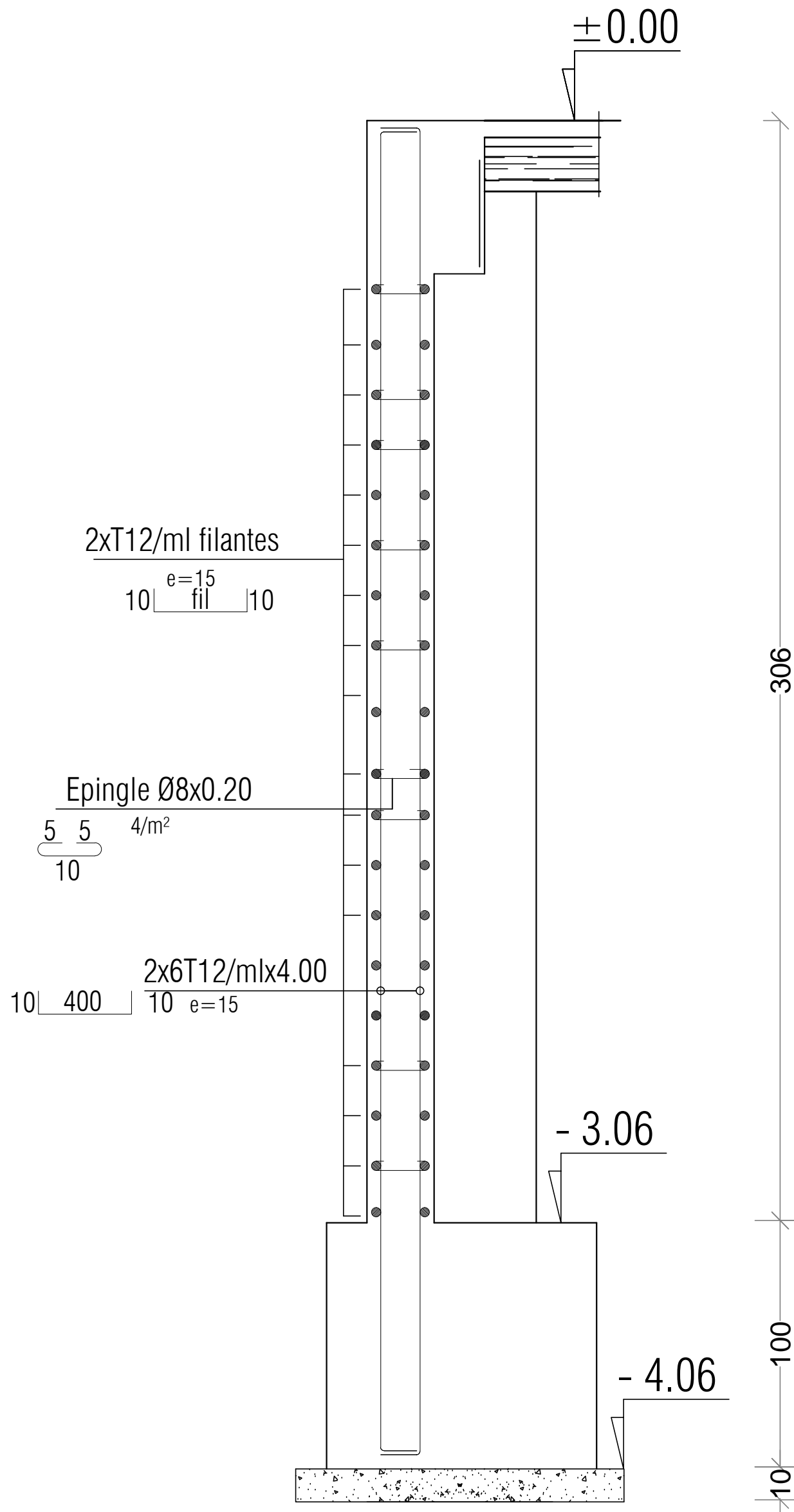
Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

## Conclusion

- L'épaisseur du voile périphérique est de **15cm**.
- Le calcul du voile périphérique est fait pour une bande de **1m**.
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :
  - **Sens X-X**
  - En travée : **6HA12** avec un espacement de **15 cm**.
  - Aux appuis : **6HA12** avec un espacement de **15cm**.
  - **Sens Y-Y**
  - En travée : **6HA12** avec un espacement de **15cm**.
  - Aux appuis : **6HA12** avec un espacement de **15cm**.

# VOILE PERIPHERIQUE



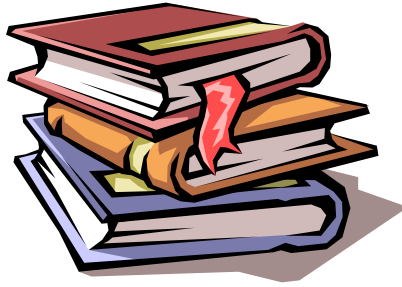
# Conclusion

L'étude de ce projet est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire et les formations. Et de les enrichir par l'utilisation des logiciels de calcul des structures comme ETABS, SOCOTEC, AUTOCAD ...etc. Notons que la modélisation joue un grand rôle dans le génie civil (précision et rapidité d'exécution).

De ce fait cette étude constitue de connaître les différentes étapes de calcul pour l'étude d'un bâtiment. Par suite, on a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sa concordance avec le côté pratique et à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter, ainsi que le contact avec les entreprises qui nous ont permis d'avoir des solutions économiques et rationnelles pour les problèmes rencontrés.

Néanmoins la méthode simplifiée utilisée dans notre travail permet avec de simples Changements de conditions de contact d'illustrer les effets de l'interaction sol-structure.

Enfin, ce travail n'est qu'une petite contribution que nous espérons qu'il sera d'une grande utilité pour les promotions futures.



# Bibliographie :

## ➤ Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

## ➤ Cours et mémoires :

- Cours de Béton armé 3<sup>ème</sup> année.
- Cours de calcul des structures en béton armé master 1.
- Cours de « Résistance des matériaux » 3<sup>ème</sup> année.
- Mémoire de fin d'études « FSI ».

## ➤ Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7 portable.....Analyse des structures
- Logiciel AUTOCAD version 2014.....Dessin
- Logiciel EXCEL 2010.....Calcul.
- Logiciel WORD 2010.....Traitement du texte.
- SOCOTEC.....Calcul de ferrailage.