

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE.  
UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTÉ DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme master professionnel en génie civil

Option : construction civile et industrielle (C.C.I)

### THEME

ETUDE D'UNE TOUR(R+12)  
A USAGE D'HABITATION  
CONTREVENTÉE PAR VOILES  
MODELISÉ AVEC LOGICIEL ETABS

*Encadré par :*

Mr : BEN CHIHA

*Présenté par :*

Mr: AIT KACI MASSINISSA

∞ Promotion 2014/2015 ∞

# *Remerciement*

- ✓ *Je remercie, en premier lieu, mon dieu qui m'a donné la force pour effectuer le présent travail.*
- ✓ *Je tiens à remercier mon promoteur M<sup>r</sup> BEN CHIHA pour ses conseils et ses encouragements.*
- ✓ *je remercie également tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, sans oublier le personnel de la bibliothèque.*
- ✓ *je remercie également toute ma famille et tous mes amis.*
- ✓ *je remercie également tous les membres du jury pour l'honneur qu'ils me feront en jugeant mon travail.*
- ✓ *je ne termine pas sans remercier les personnes qui de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce mémoire.*



# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à :*

- ☞ *A mon très cher père qui ma guidé et encouragé à suivre le bon chemin. (que dieu vous garde)*
- ☞ *A la plus belle femme du monde : ma mère qui ma soutenu et été a mes cotés, durant toute ma vie. (que dieu vous garde)*
- ☞ *A mes très chères sœurs : thiziri , zahia , amira*
- ☞ *A ma très chère sœur : aldjia et son marie brahim et toute sa famille.*
- ☞ *Mon adorable frère bien aimé mebrouk*
- ☞ *A mon très chère frère aziz et sa famille et ses enfants nacer et maria*
- ☞ *A ma fiancé wafa que je remercie profondément pour son soutien et encouragement pour mener a bien mon mémoire et réussir.et a toute sa famille.*
- ☞ *A toutes le famille Ait kaci , Ben habouche , Chikdene , Meftahi , Ben oussad , zaghemiche*
- ☞ *A tous mes amis : juba .aissa. malik .maustapha .aziz. djamel. razak, Sofiane et a tous.*









# Sommaire

*Introduction générale.*

*Chapitre I: Présentation et description de l'ouvrage.....01*

*Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments.....10*

*Chapitre III: Calcul des éléments secondaires.....29*

-  III.A .Acrotère
-  III.B .Plancher
-  III.C .Balcons
-  III.D. Escalier
-  III.E .Poutre palière
-  III.F. Salle machine

*Chapitre IV: Modélisation de la structure et vérification des exigences du RPA .....154*

*Chapitre V: Ferrailage des poutres.....173*

*Chapitre VI: Ferrailage des poteaux.....191*

*Chapitre VII: Ferrailage des voiles.....217*

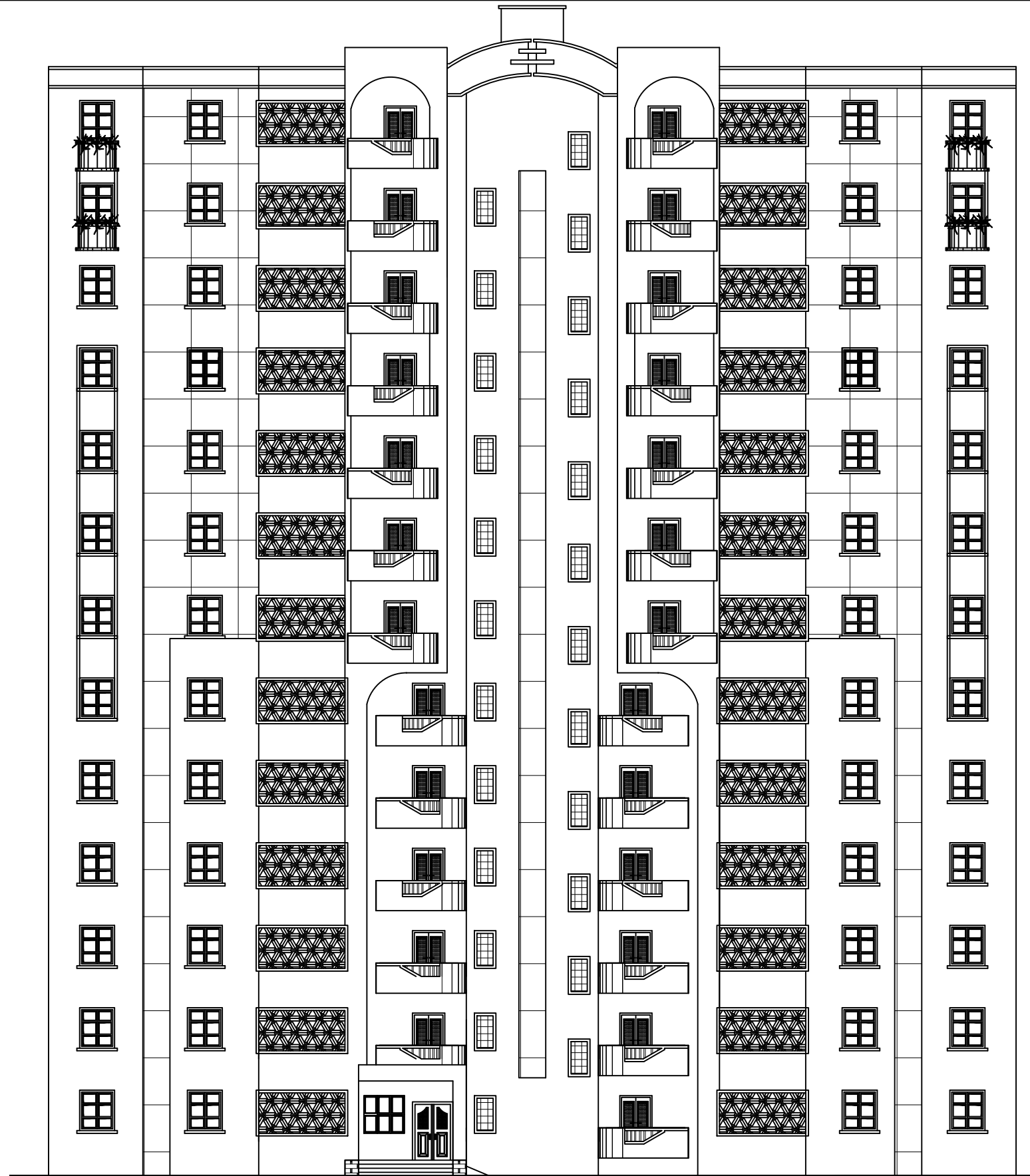
*Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure.....237*

*Conclusion générale*

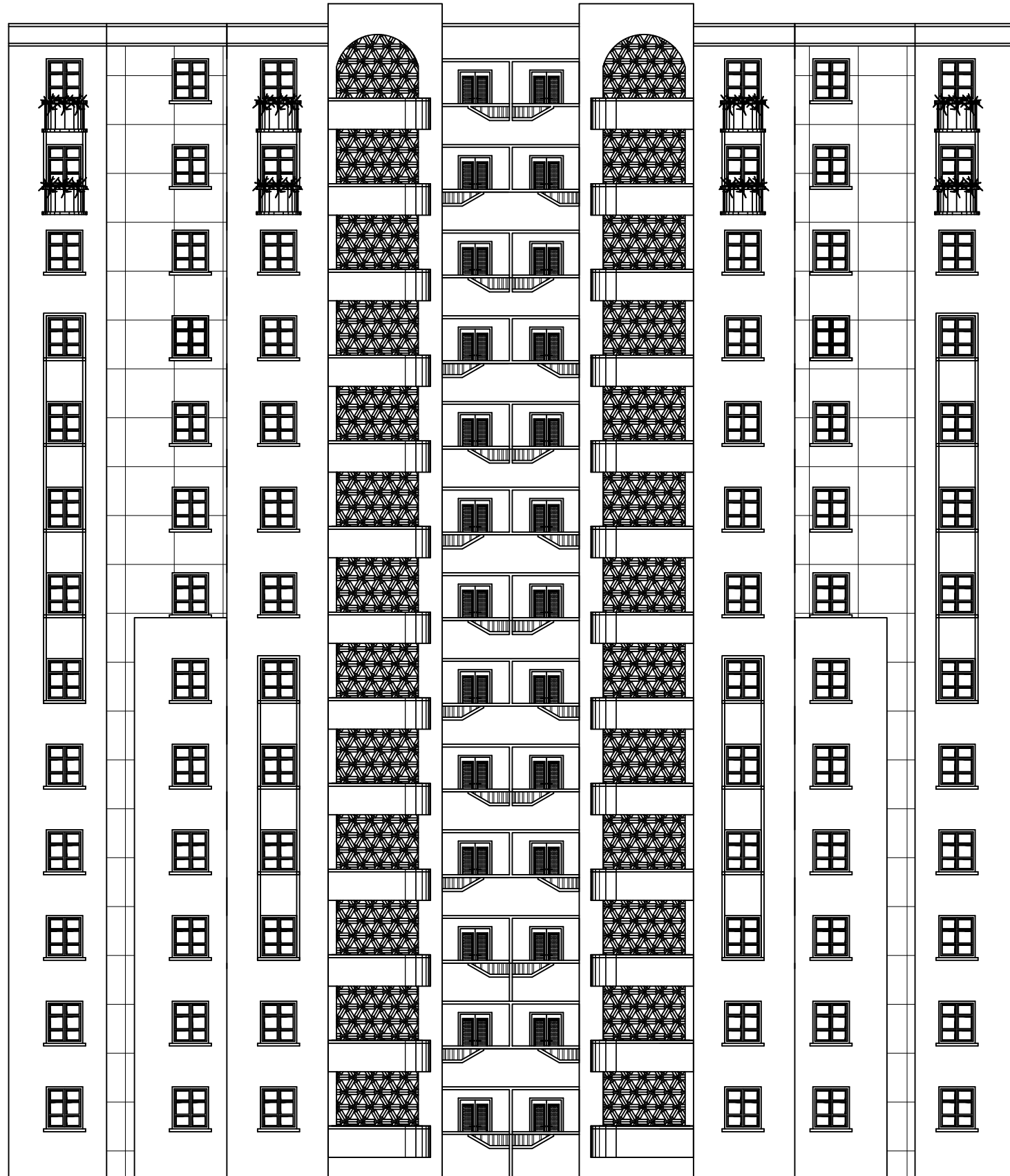
*Bibliographie*

A decorative border of small red stars surrounds the entire page. The stars are arranged in a rectangular frame with rounded corners.

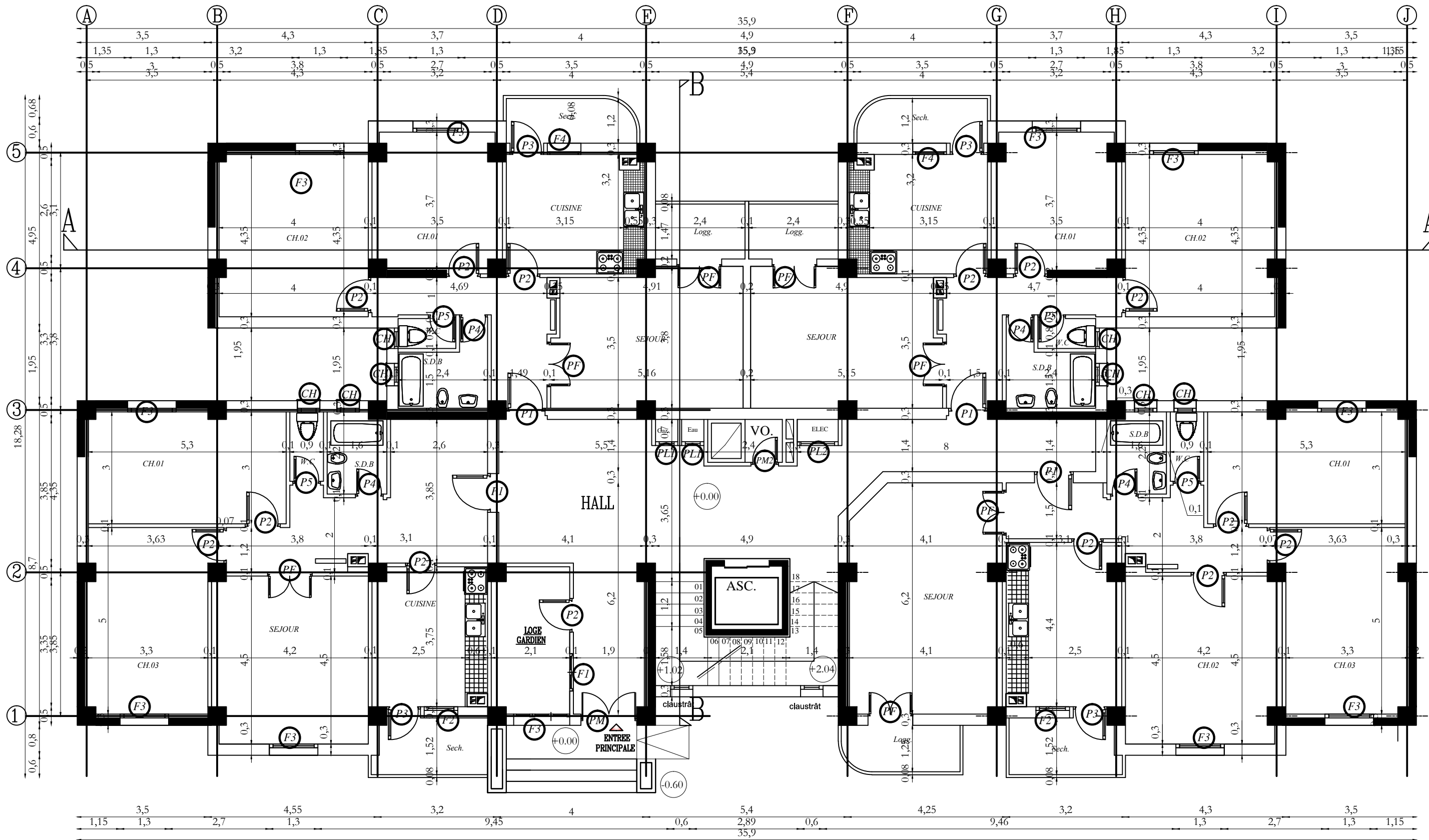
# *plan d'architecture*



*FACADE PRINCIPALE*

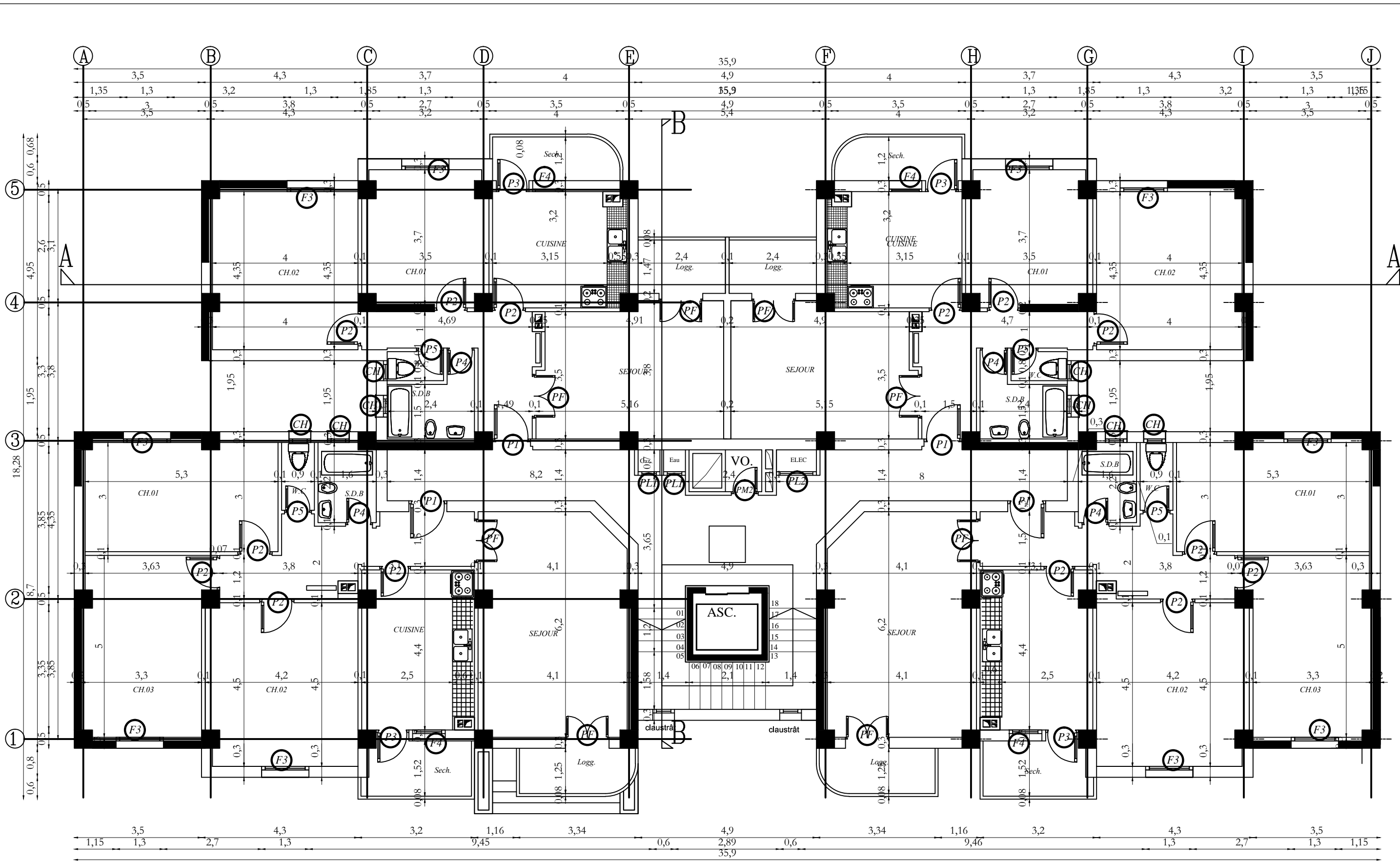


*FACADE POSTERIEURE*



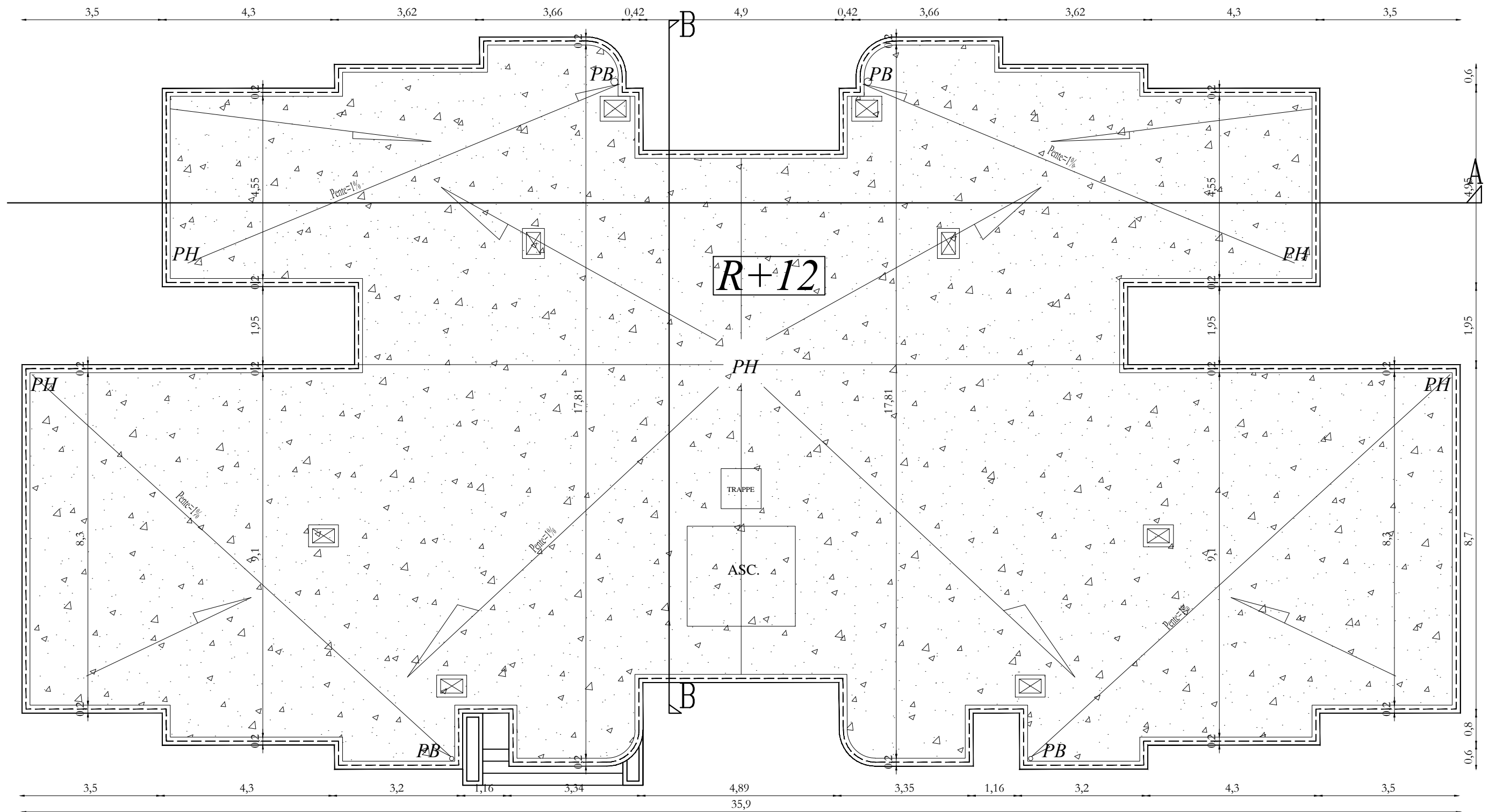
PLAN R D C

ECH: 1/100



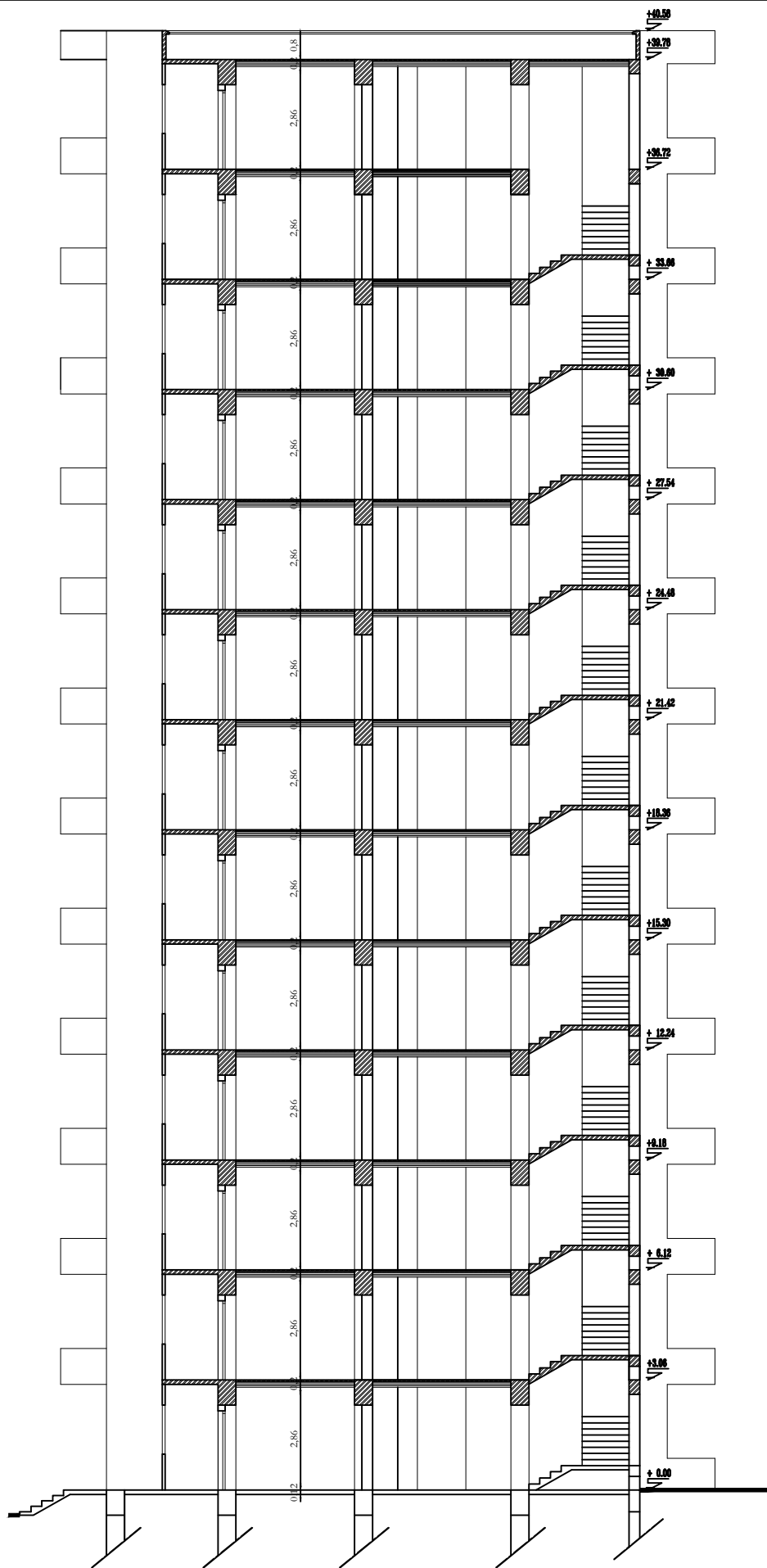
*PLAN ETAGE COURANT*

*ECH: 1/100*

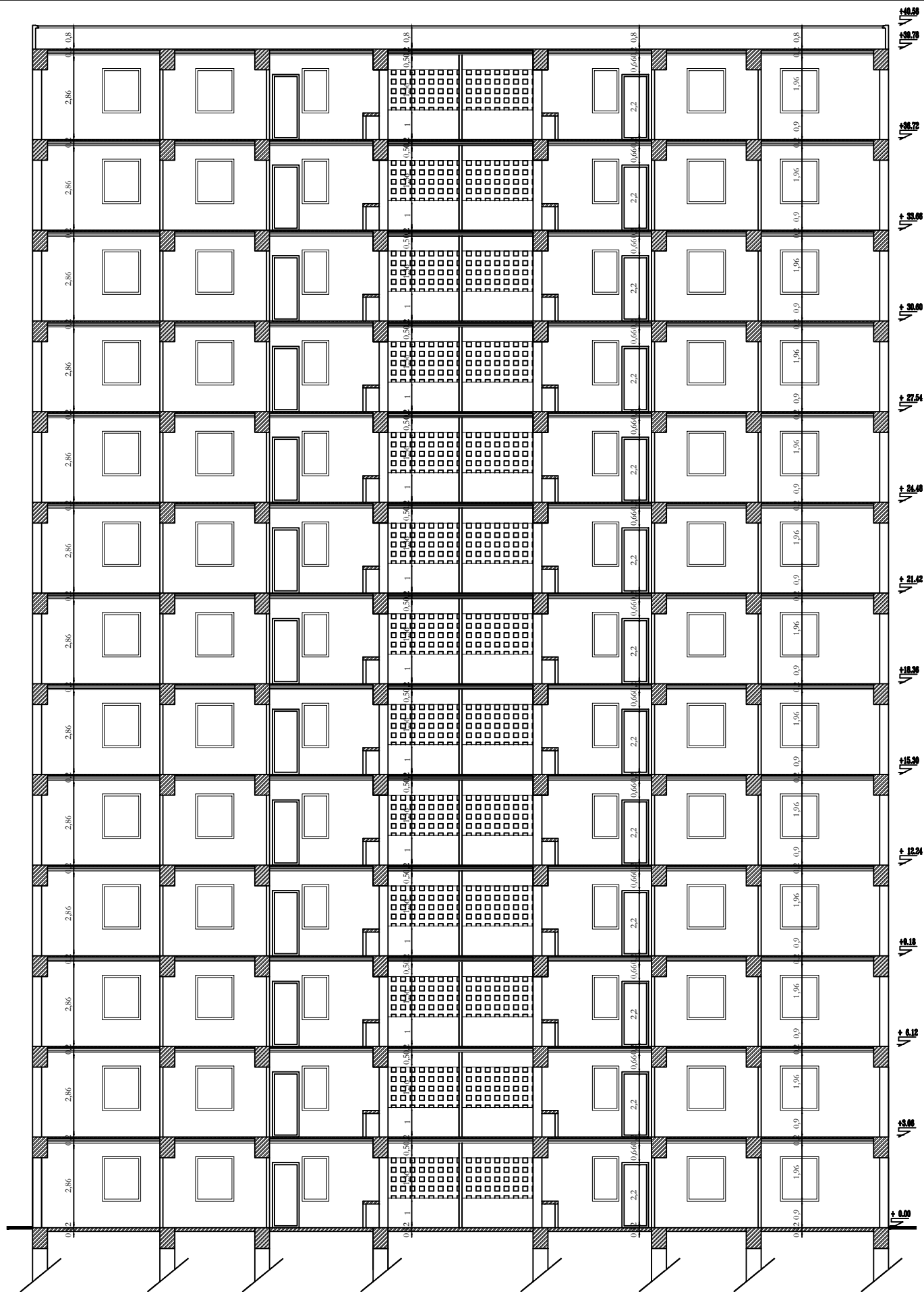


*PLAN TERRASSE*

*ECH: 1/100*



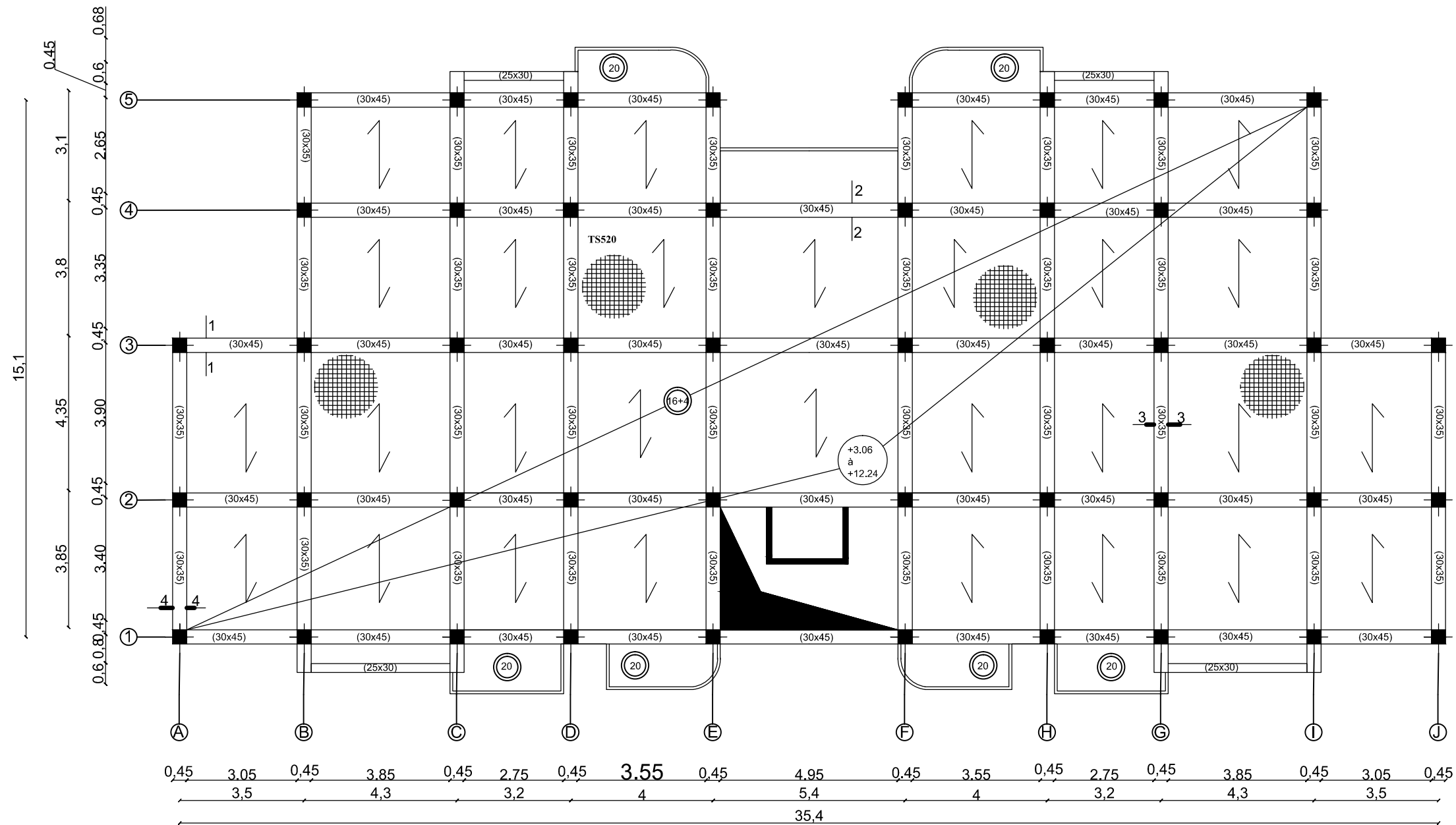
COUPE B-B



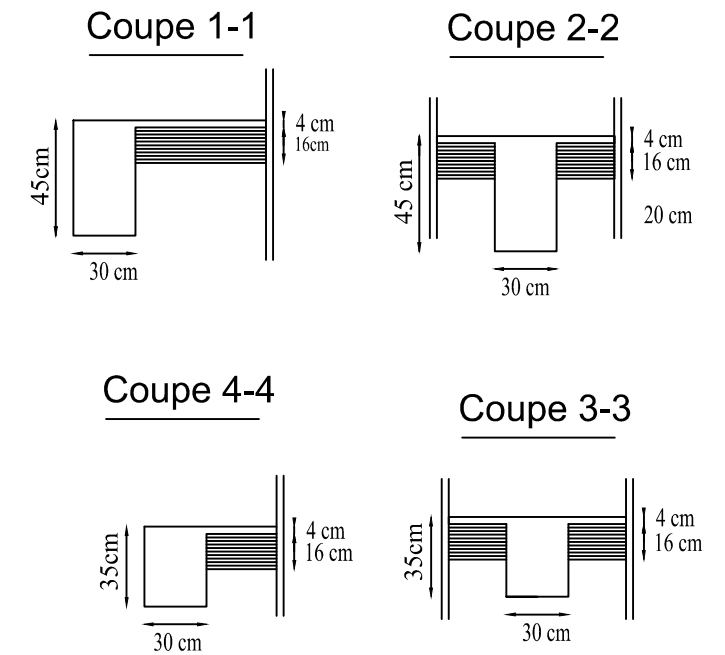
COUPE A-A

A decorative border of small red stars surrounds the entire page.

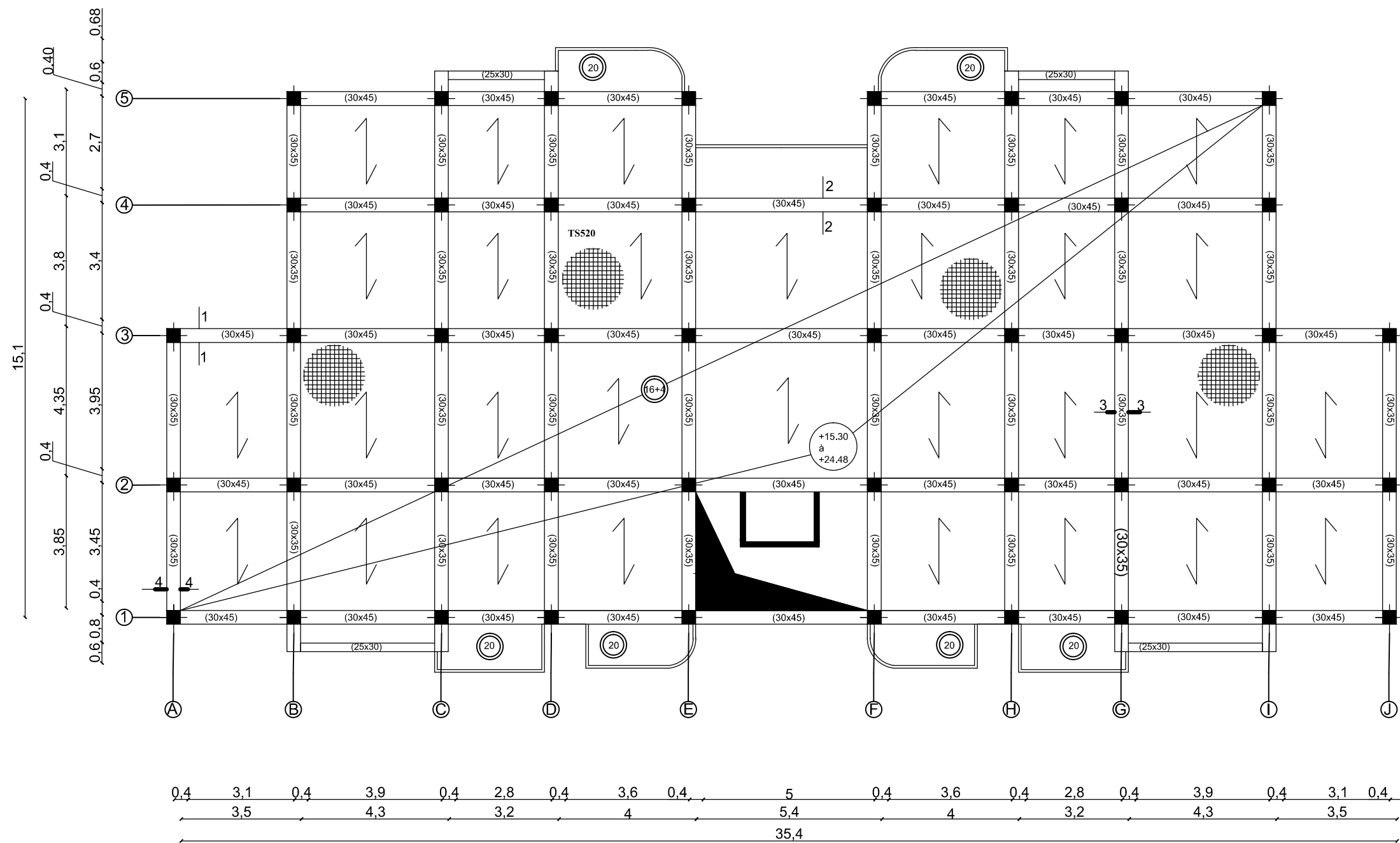
# *plan de coffrage*



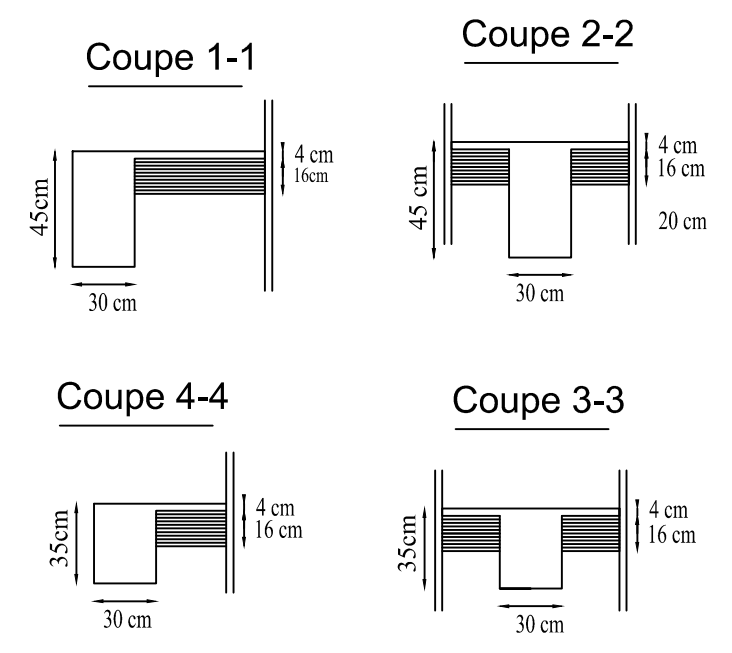
**PLAN DE COFFRAGE PLANCHER ETAGE  
COURANT NIV: +3.06 / +6.12 / +9.18 / +12.24**



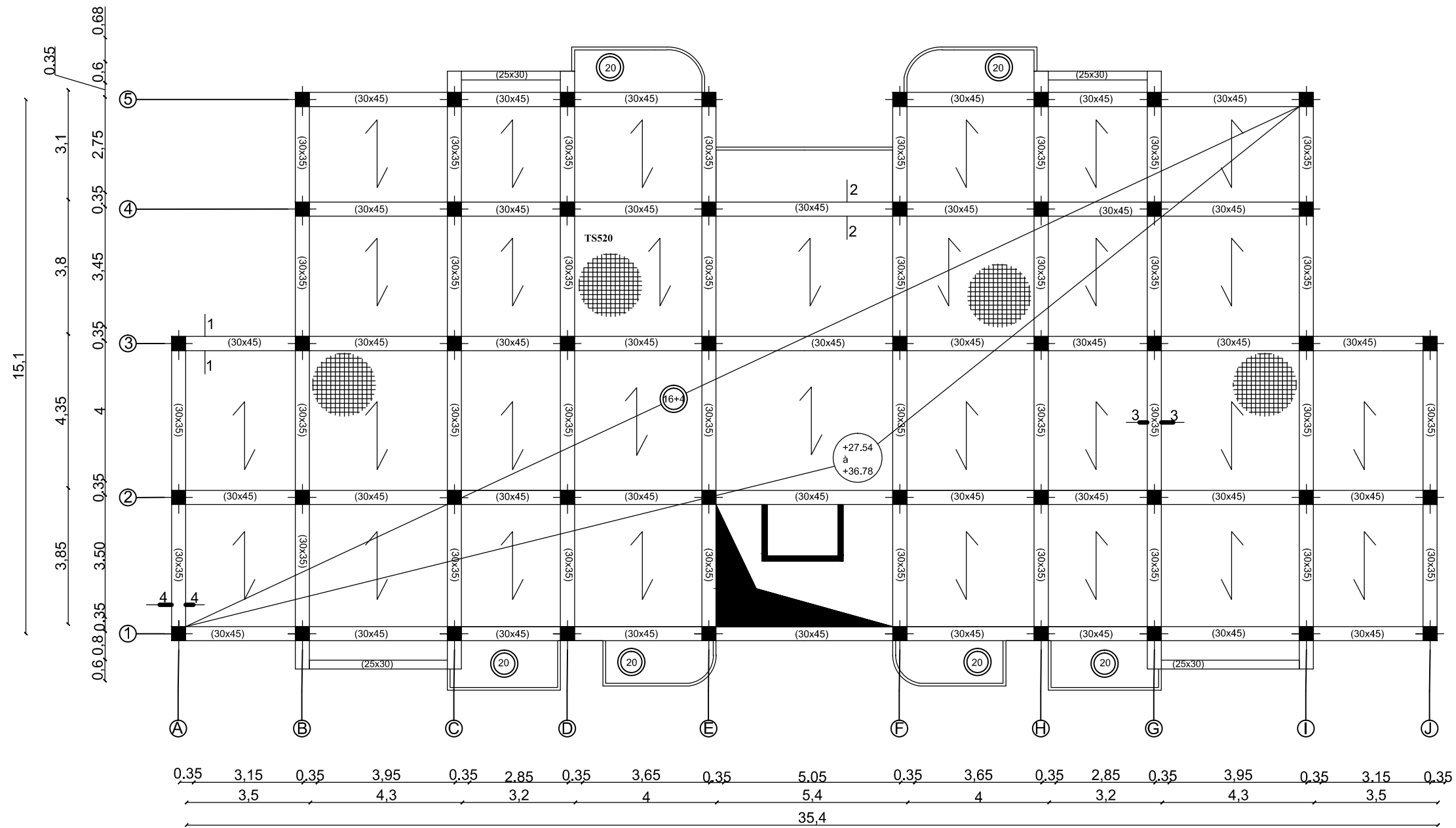
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<b>ETUDIE PAR :</b> Mr : Ait Kaci	<b>TITRE:</b> COFFRAGE DES ETAGES	
<b>DIRIGE PAR :</b> Mr : Ben Chiha		
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N°	ECHELLE



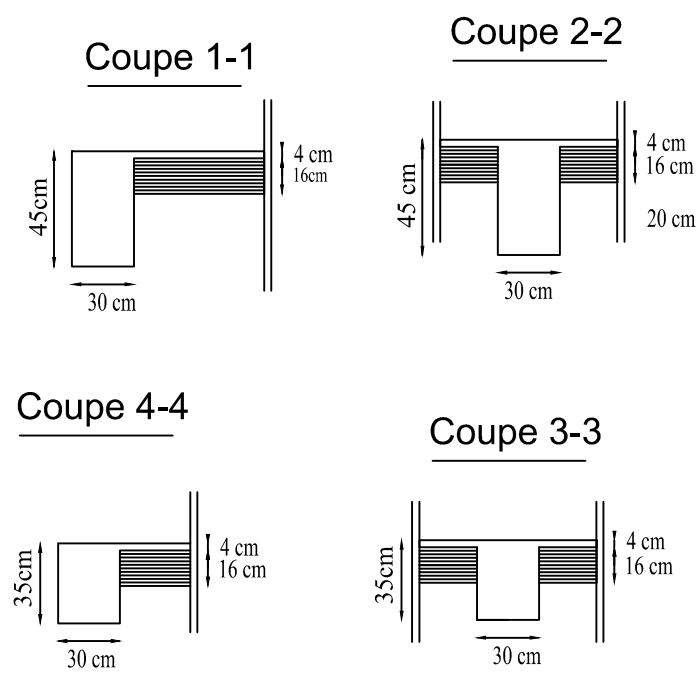
**PLAN DE COFFRAGE PLANCHER ETAGE**  
**COURANT NIV: +15.30 / +18.36 /+ 21.42 / +24.48**



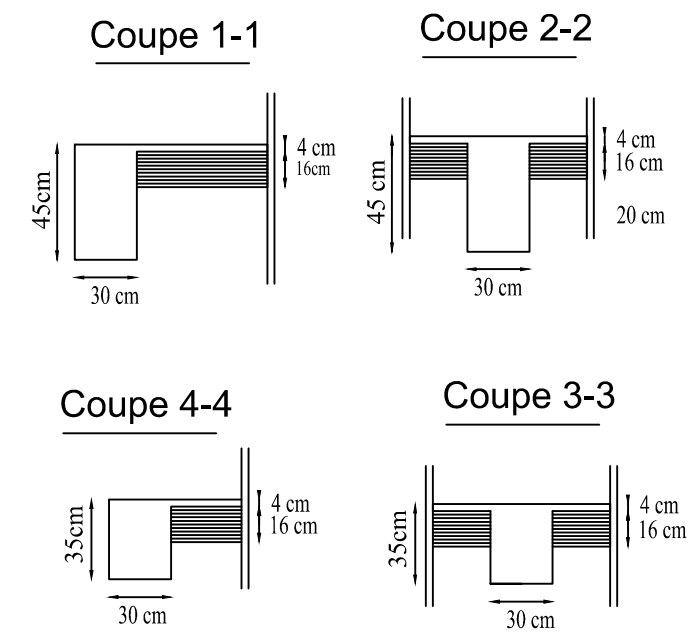
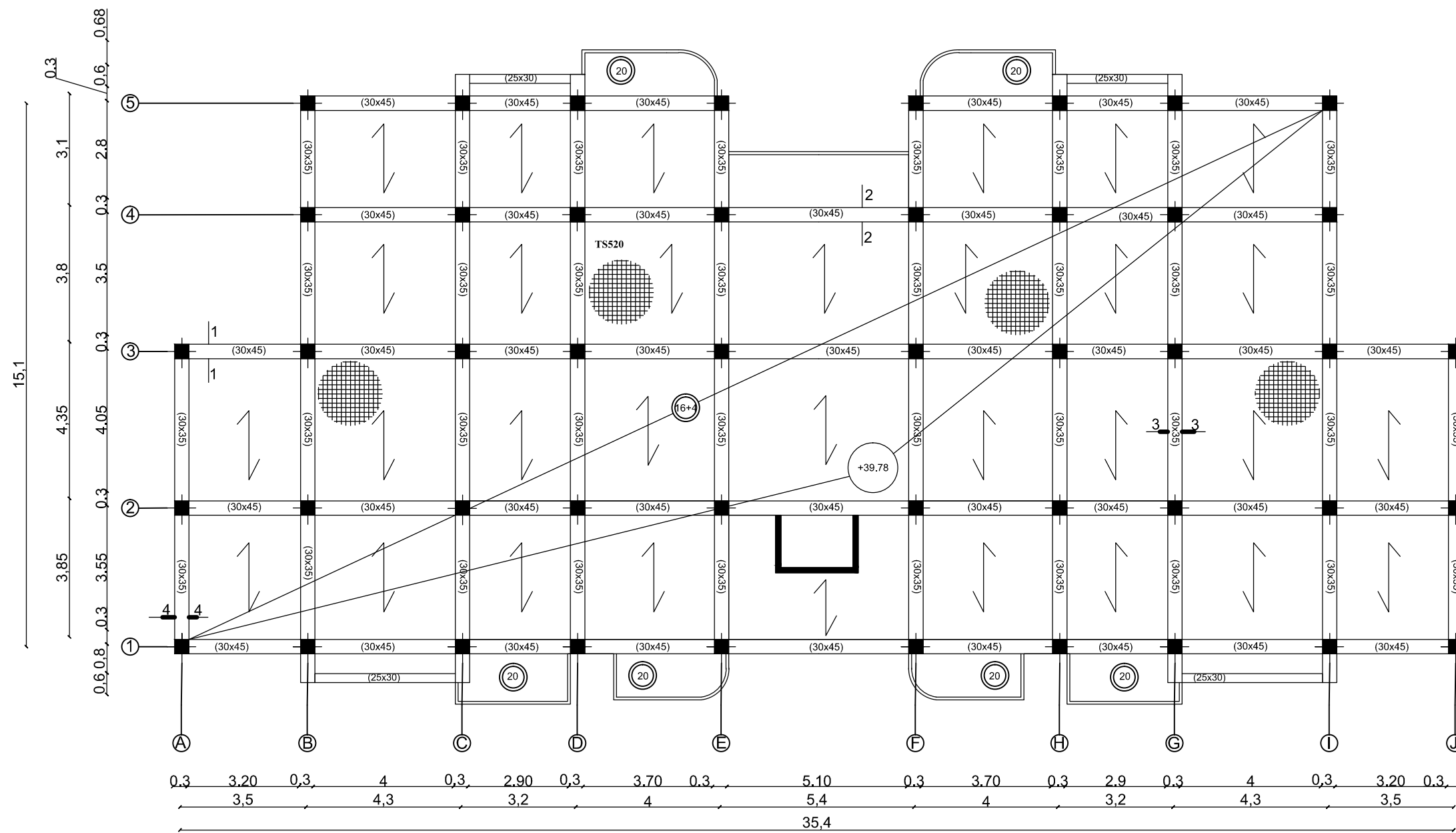
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<b>ETUDIE PAR :</b> Mr : Ait Kaci	<b>TITRE:</b> <b>COFFRAGE DES ETAGES</b>	
<b>DIRIGE PAR :</b> Mr : Ben Chiha	PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N°
		ECHELLE



**PLAN DE COFFRAGE PLANCHER ETAGE**  
**COURANT NIV: +27.54 / +30.6 / +33.66 / 36.78**

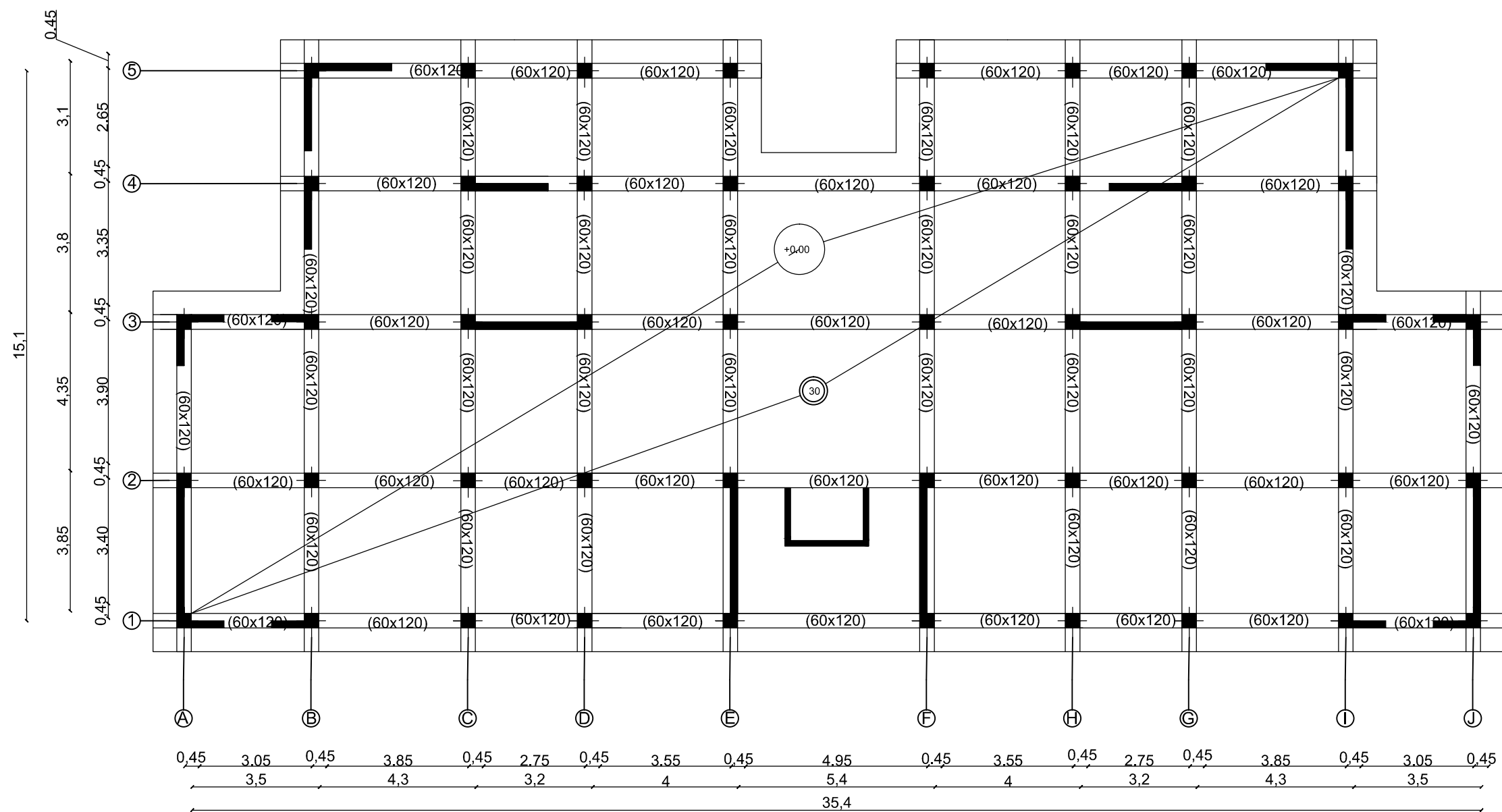


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<b>ETUDIE PAR :</b> Mr : Ait Kaci	<b>TITRE:</b> <b>COFFRAGE DES ETAGES</b>	
<b>DIRIGE PAR :</b> Mr : Ben Chiha		
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N°	ECHELLE



**PLAN DE COFFRAGE PLANCHER ETAGE  
COURANT NIV: +39.78**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<b>ETUDIE PAR :</b> Mr : Ait Kaci	<b>TITRE:</b> <b>COFFRAGE DES ETAGES</b>	
<b>DIRIGE PAR :</b> Mr : Ben Chiha	PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N°
		ECHELLE



## PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : Ait Kaci

TITRE:

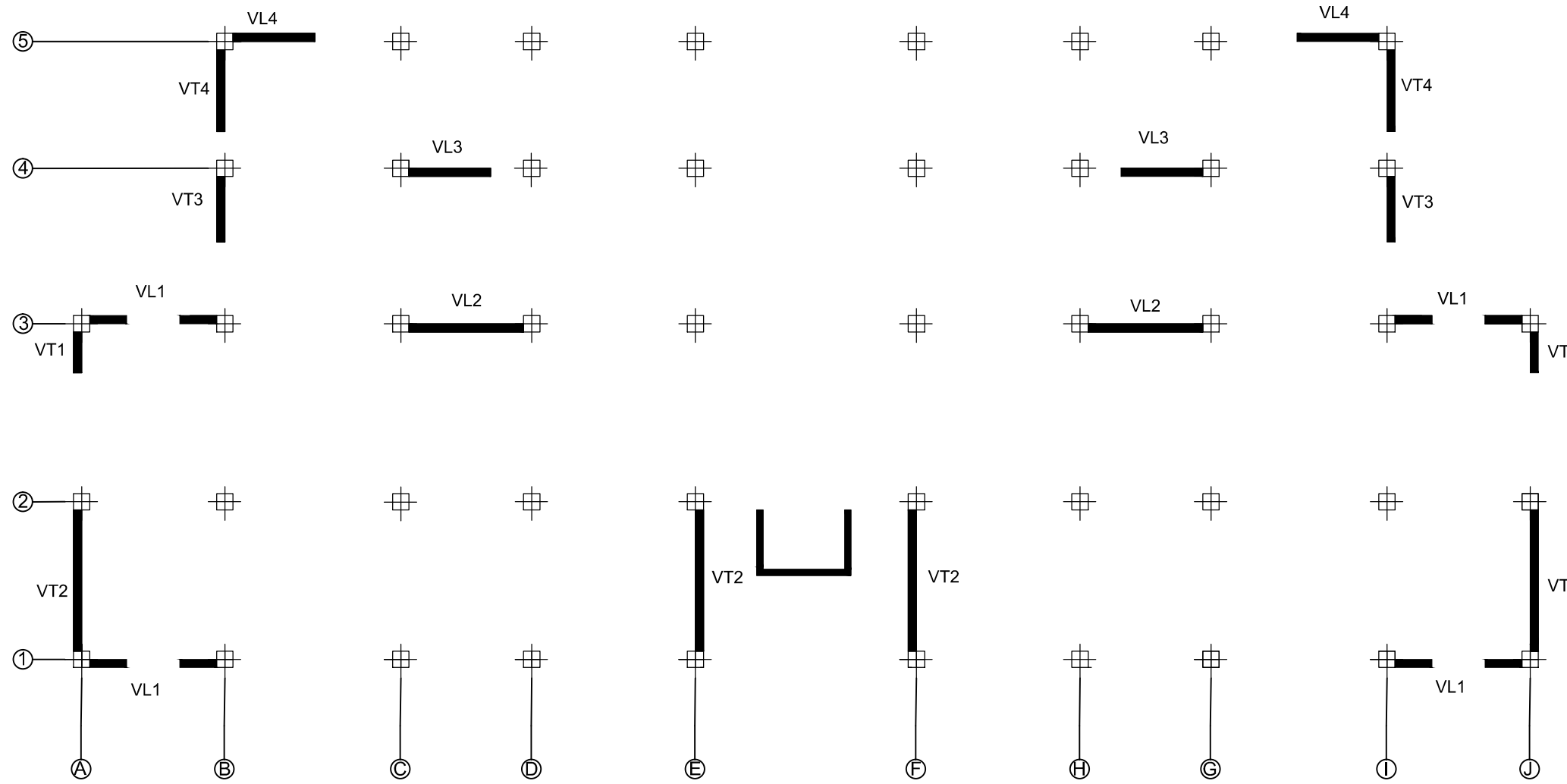
COFFRAGE DES  
 FONDATIONS

DIRIGE PAR :  
 Mr : Ben Chiha

PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

ECHELLE



## PLAN DE DISPOSITION DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<b>ETUDIE PAR :</b> Mr : Ait Kaci	<b>TITRE:</b> DISPOSITION DES VOILES	
<b>DIRIGE PAR :</b> Mr : Ben Chiha	PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N°
ECHELLE		ECHELLE

A decorative border of small red stars surrounds the entire page.

# *Introduction*

## *Générale*

# Introduction générale

Notre travail consiste en l'étude d'une tour en rez-de-chaussée plus douze étages à usage d'habitation contreventée par voiles, avec le logiciel ETABS, selon les règlements en vigueur. Cette tour est implantée dans la wilaya de Tizi Ouzou, classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/Version2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le système constructif de cette tour est en voiles plus portiques en béton armé avec des remplissages en briques creuses en terre cuite ainsi que des dalles en corps creux et des balcons en dalles pleines.

Le présent mémoire est organisé sous la forme suivante :

Le **chapitre I** est consacré à la présentation de l'ouvrage en donnant ces caractéristiques géométriques et en définissant les différents éléments constitutifs de cet ouvrage. On présente également les caractéristiques mécaniques de béton et de l'acier utilisés au cours du travail.

On réserve le **chapitre II** au pré dimensionnement des éléments, à savoir les planchers en corps creux et en dalle pleine, les voiles, les poutres et les poteaux.

Au cours du **chapitre III**, on procède au calcul des éléments secondaires comme l'acrotère, les planchers, les escaliers et la poutre palière ainsi que la présentation de leurs plans de ferrailages respectifs.

Dans le **chapitre IV**, on modélise la structure avec le logiciel de calcul ETABS et on vérifie toutes les exigences relatives au règlement parasismique Algérien comme la période fondamentale de la structure, le pourcentage des masses participantes, l'effort tranchant à la base, l'effet  $P$ -Delta...etc.

Les **chapitres V, VI, VII et VIII** sont consacrés respectivement au ferrailage des poutres, des poteaux, des voiles et de l'infrastructure, en considérant les combinaisons d'action sismique avec les charges permanentes et les charges d'exploitations en référence au RPA 99/version 2003 et le BAEL91 modifier en 99, à la fin de chaque chapitre, on présente le plan de ferrailage de l'élément étudié.

On termine notre travail par une synthèse des différentes connaissances acquises au cours de ce mémoire.

# *Chapitre I:*

## *Présentation et description de l'ouvrage*

## I-) Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation, de groupe **d'usage II** (il est de moyenne importance vitale). Sa structure est de **(R+12)** implantée à Wilaya de **Tizi-Ouzou**, qui classée par les règles parasismiques algériennes **(RPA99 / Version 2003)** comme zone de moyenne sismicité **(Zone IIa)**.

Cet ouvrage est composé de :

- RDC + 12 étages (à usage d'habitation).
- Terrasse inaccessible.
- Une cage d'ascenseur.
- Une cage d'escalier.

## I-1) Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

La structure est en portique (poteaux-poutres) et voiles de Contreventement ces dimensions sont :

### En élévation :

- ✓ Hauteur total : 39.78m.
- ✓ Hauteur du RDC : 3.06m.
- ✓ Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- ✓ Hauteur d'acrotère : 0.8m.

### En plan :

- ✓ Longueur du bloc : 35.4m.
- ✓ Largeur du bloc : 15.1m.

## I-2) Les éléments constituant l'ouvrage :

### I-2-1- L'ossature :

L'ouvrage sera réalisé en béton armé pour que celui-ci résiste à l'effort du séisme, les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99/Version 2003 » préconise, pour toute structure Dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature mixte faite en portiques (transversaux et longitudinaux) qui reprennent les charges verticales et par des voiles en béton armé disposé dans les deux sens qui assurent la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

## I-2-2- Planchers :

Les planchers sont des éléments longitudinaux limitant les différents niveaux d'une construction.

- ✓ Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges verticales et horizontales et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature.
- ✓ Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux et dalle pleine).

- ✓ Les planchers des étages courants et les balcons sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- ✓ Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- ✓ Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), les autres planchers sont en corps creux.

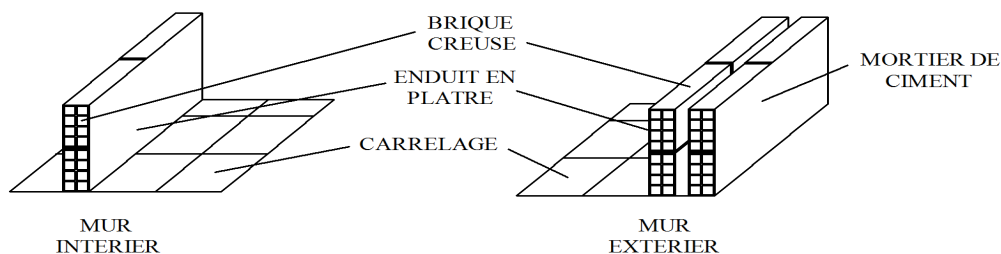
## I-2-3- Les Voiles :

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

## I-2-4- Remplissage :

On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm, séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs de séparation intérieurs en simple cloisons de briques de 10 cm.



## **I-2-5- Revêtement :**

- Carrelage scelle pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les salles d'eau et cuisines.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

## **I-2-6- Balcons :**

Les balcons que sont en console seront réalisés en dalle pleine, les autres seront en corps creux.

## **I-2-7- Les escaliers :**

Nous avons un seul type d'escalier .Ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de paillasse en béton armé coulé sur place.

## **I-2-8- Cage d'ascenseur :**

L'ouvrage comporte une cage d'ascenseur ; sera réalisé par des voiles.

## **I-2-9- L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 80 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

## **I-2-10- Terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

## **I-2-11- Infrastructures :**

Le choix du type de fondations est on fonction de l'importance de l'ouvrage et de la nature du sol (à savoir ses contraintes admissible).

## **I-2-12- Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

## **I-3- Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

### **I-3-1- Béton :**

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant Hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il caractérise

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

---

du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile.

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment (CPA 325).

Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

Le rôle fondamental du Béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

### I-3-1-1- Résistance caractéristique du béton :

On peut définir deux types de résistances :

#### a) Résistance caractéristique à la compression $f_{cj}$ :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée  $f_{c28}$ , après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

$$\text{La variabilité } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

à 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - KS$$

$K$  : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage.

Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour  $j \leq 28$  jours, elle est déterminée est calculée comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83 \times j)} \times f_{c28} \longrightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1,40+0,95 \times j)} \times f_{c28} \longrightarrow f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad (\text{BAEL91/A.2.1,11})$$

### b) Résistance caractéristique à la traction $f_{tj}$ :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad ; \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{BAEL91/Art2.1, 12})$$

Dans notre cas  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  donc :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ Mpa}$$

### c) Modules d'élasticité:

#### ❖ Modules de déformations longitudinales:

On distingue 2 modules de déformation longitudinale :

#### ✓ Module de déformation instantané :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/Art2.1, 21})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

#### ✓ Module de déformation différée :

Le cas de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/ Art 2.1.22})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa.}$$

#### • Module de déformation transversale :

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91 modifié99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec :

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

**\nu**: Coefficient de poisson.

### ✓ coefficient de poisson: (BAEL/Art 2.1.3)

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

Il sera pris égal à :

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations à l'ELS.

### d) Etats limites :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'états limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Il se produit par la perte d'équilibre, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage)

- **Etat limite de service (ELS) :**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

### e) Contraintes limites :

- **Contrainte limite de compression :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41}).$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.50$  Pour une situation courante.

$\gamma_b = 1.15$  Pour une situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient de durée d'application des actions considérées.

$\theta = 1.00$  Si la durée d'adaptation des actions est  $> 24h$  ;

$\theta = 0.90$  Si la durée d'adaptation des actions est entre 1h et 24h ;

$\theta = 0.85$  Si la durée d'adaptation est  $< 1h$ .

- **Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL 91/Art5.1, 1)**

➤  $\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] = 3.33\text{MPa}$  ... fissuration peu nuisible.

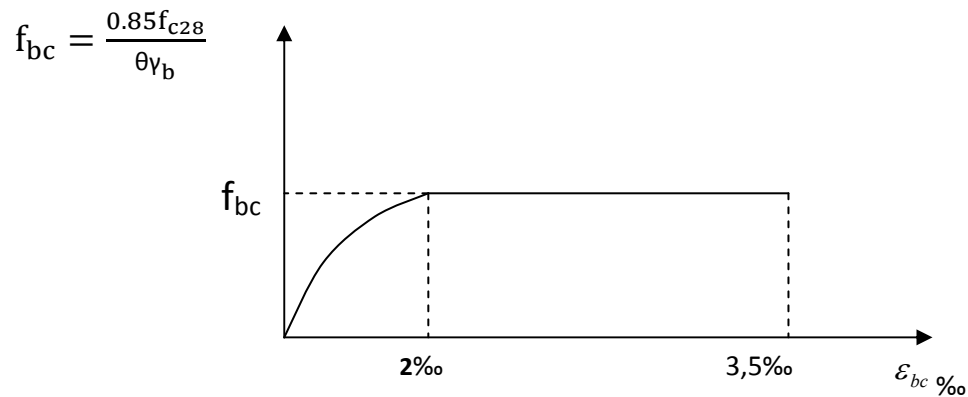
➤  $\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] = 2.5\text{MPa}$  ... fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- **Contrainte de service à la compression : (BAEL 91/Art 4.5.2.)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,60f_{c28} \text{ MPa} .$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \text{ pour } f_{c28} = 25\text{MPa}$$

✓ **Diagramme « contrainte – déformation » du béton :**



**Figure I.1. : Diagramme contrainte- déformation du béton**

**f) Les aciers :**

En général les aciers utilisés sont de trois types :

- Acier à haute adhérence (HA) : ( F<sub>e</sub>E 400, F<sub>e</sub> E 500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500MPa.
- Acier rond lisse (RL) : (FeE215, FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215 MPa et de 235MPa.
- Treillis soudés de type 520MPa pour  $\varnothing \leq 6\text{mm}$  .

➤ **Module d'élasticité longitudinal : (BAEL/Art2.2.1)**

Le module d'élasticité longitudinale (E<sub>s</sub>) de l'acier est pris égal à : **E<sub>s</sub> = 200000 MPa.**

✓ **Contrainte limite de l'acier :**

- **Contrainte limite ultime (ELU) : (BAEL 91 /Art4.3.2)**

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{su} \quad (\text{Art. A.4.3.2/BAEL. 91})$$

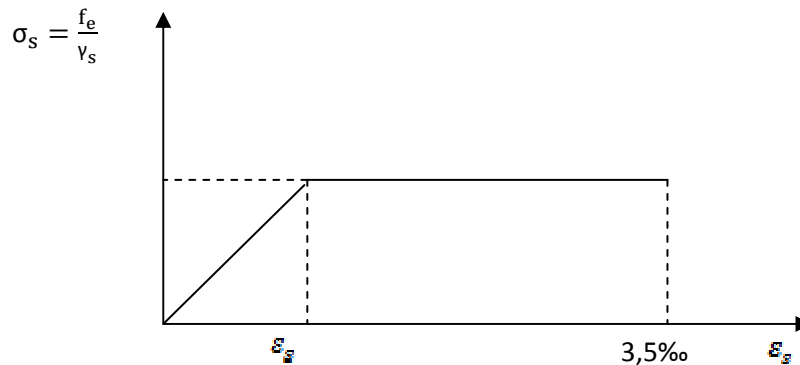
**Avec:**

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$  Situation courante.

$\gamma_s = 1$  Situation accidentelle.

- **Diagramme « contrainte – déformation » d'acier :**



**Figure I.2. : Diagramme contrainte- déformation d'acier**

✓ **Contrainte limite de service (ELS):**

Les vérifications à effectuer vis-à-vis de l'ouverture des fissures sont :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

- **Fissuration peu nuisible :** cas des éléments intérieurs aucune vérification n'est nécessaire.
- **Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/Art4.5, 32})$$

❖ **Fissuration très préjudiciable :**

c'est le cas des milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/Art4.5, 34})$$

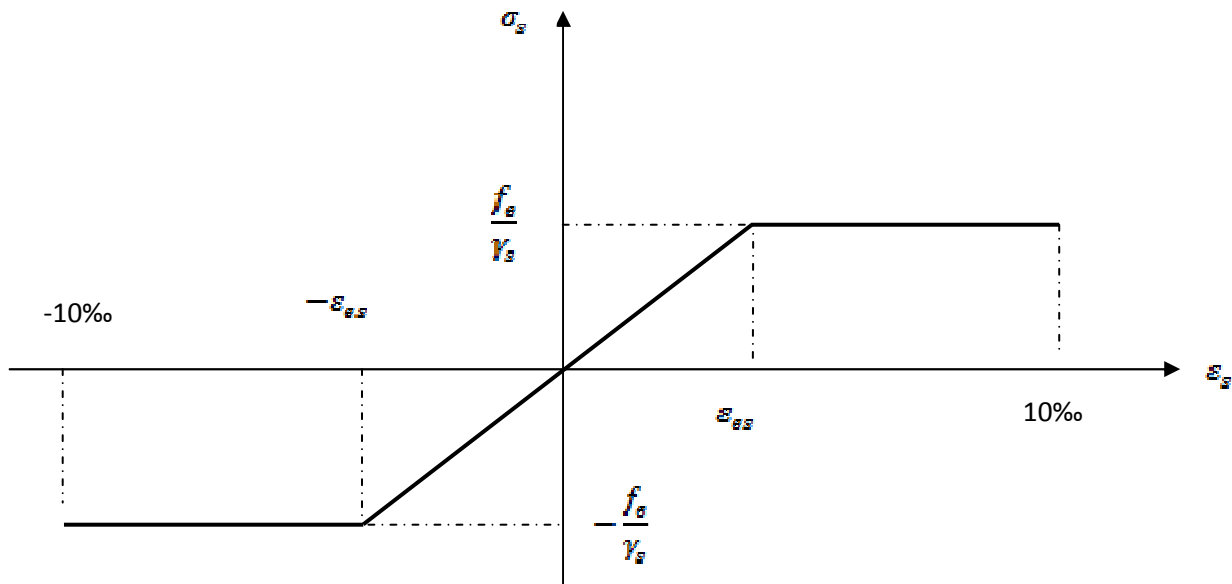
**Avec :**

$\eta$ : Coefficient de fissuration :

$\eta = 1$  : pour les aciers ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$  : pour les aciers hautes adhérences (HA) pour  $\varnothing \geq 6\text{mm}$

- **Diagramme « contrainte – déformation »: (BAEL 91/Art2.2,2)**



**Figure .I.3 : Diagramme contrainte déformation pour les aciers.**

### g) Caractéristique du sol :

La contrainte admissible du sol en cette structure à une profondeur de 1m est égale à :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars.}$$

### h) Protection des armatures : (art A.7-2 4 BAEL91) :

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 (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

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

A decorative border of small red stars surrounds the entire page.

*Chapitre II:*  
*Prédimensionnement*  
*des éléments*

### II-1) Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celles des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles.

### II-2) Pré-dimensionnement des éléments :

#### II-2-1) Les planchers :

##### a) planchers en corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

$h_t$ : épaisseur du plancher.

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

**Min ( $b_1$ ,  $h_1$ )  $\geq 25$  cm en zones I et IIa (exigé par le RPA).**

Dans notre cas :  $L_{max} = 435 - 25 = 410$  cm

Ce qui nous donne :  $h_t \geq \frac{410}{22,5} = 18.22$  cm on prend  $h_t = 20$  cm.

On optera pour un plancher une épaisseur de  $h_t = (16 + 4)$  (cm).

Soit :

- **16cm** : épaisseur du corps creux.

- **4cm** : épaisseur de la dalle de compression.

Il sera valable pour tous les planchers.

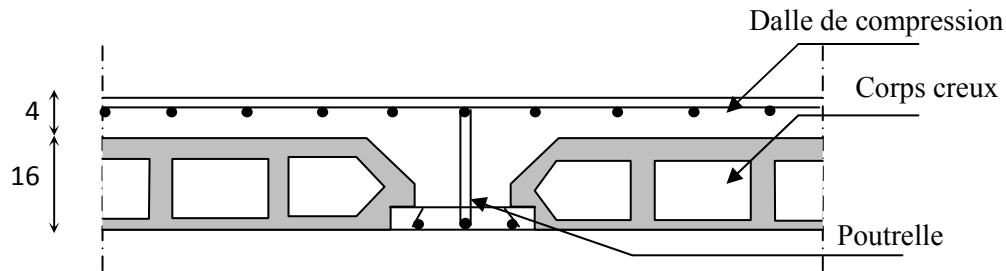


Figure II.1: Schéma descriptif d'un plancher courant.

### b) Plancher en dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions, leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

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

#### ✓ Condition de résistance à la flexion :

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

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$L_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas :  $L_0 = 1.60 \text{ m} \rightarrow e_1 \geq 1.60 / 10 = 0.16 \text{ m} = 16 \text{ cm}$ .

**$e_1=16 \text{ cm}$**

#### ✓ Résistance au feu :

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

Pour deux heures d'exposition au feu l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 11cm

**$e_2=11\text{cm}$ .**

### ✓ Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher.

la protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique  $M_{DP}$  est supérieure à  $350 \text{ Kg/m}^2$ .

$$\text{On a: } M_{DP} = \rho_{\text{béton}} \times e_p \rightarrow e_p = \frac{M_{DP}}{\rho_{\text{béton}}}$$

$\rho$ : masse volumique du béton est égale à  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

$$e_p = \frac{320}{2500} = 0.13 \text{ m} \text{ donc } e_3 = 13 \text{ cm.}$$

Donc :  $e = \max(e_1, e_2, e_3) = \max(16, 11, 13) = 16 \text{ cm}$

### Conclusion :

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessous, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur  $e_p = 20 \text{ cm}$ .

### II-2-2) Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portées  $L$ , telles que :

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{h} : \text{ hauteur totale de la poutre comprise entre : } \frac{L}{15} \leq \mathbf{h} \leq \frac{L}{10} \\ \mathbf{b} : \text{ largeur de la poutre comprise entre : } 0,4\mathbf{h} \leq \mathbf{b} \leq 0,7\mathbf{h} \end{array} \right\} \text{ (BAEL 91)}$$

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

Ainsi que le RPA 99 modifié en 2003, exige que les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (IIa) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{h} \geq 30 \text{ cm} \\ \mathbf{b} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} \leq 4 \end{array} \right\} \text{ (RPA 99 / Art 7.5.1)}$$

## Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

---

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

- poutres principales (ou porteuses).
- poutres secondaires (ou de chaînage)

✓ **Poutres principales :**

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad L = 540 - 25 = 515 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où: } 515/15 \leq h \leq 515/10 \rightarrow 34,33 \text{ cm} \leq h \leq 51,5 \text{ cm.}$$

On prendra comme hauteur  $h$  pour les poutres principales, et pour des raisons de sécurité

$$h = 45 \text{ cm}$$

➤ **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,4(45) \leq b \leq 0,7(45).$$

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm.}$$

Donc on prend :  **$b=30\text{cm}$**

✓ **Poutres secondaires :**

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad L = 435 - 25 = 410 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } 410/15 \leq h \leq 410/10 \rightarrow 27,33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm.}$$

On prendra comme hauteur  $h$  pour les poutres secondaires, et pour des raisons de sécurité :

$$h = 35 \text{ cm}$$

➤ **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,4(35) \leq b \leq 0,7(35)$$

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

**Remarque :**

Pour des raisons architecturales (éviter les arrêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de «  **$b=30\text{cm}$**  ».

- Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-5-1) :

- ✓ Poutres principales :

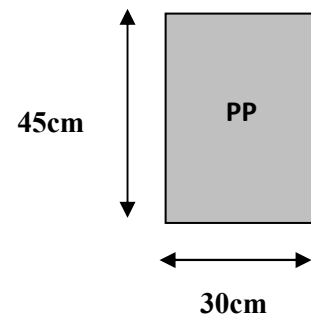
$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{ cm} \\ h = 45\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \\ h / b = 45/30 = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

- ✓ Poutres secondaires:

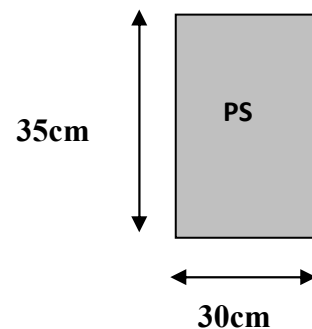
$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{ cm} \\ h = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \\ h / b = 35/30 = 1,67 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

Donc on opte pour :

➤ Poutres principales :  $(b \times h) = (30 \times 45)\text{ cm}^2$ .



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



### II-2-3) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Le Pré dimensionnement se fera conformément aux règles (RPA 99 version 2003) :

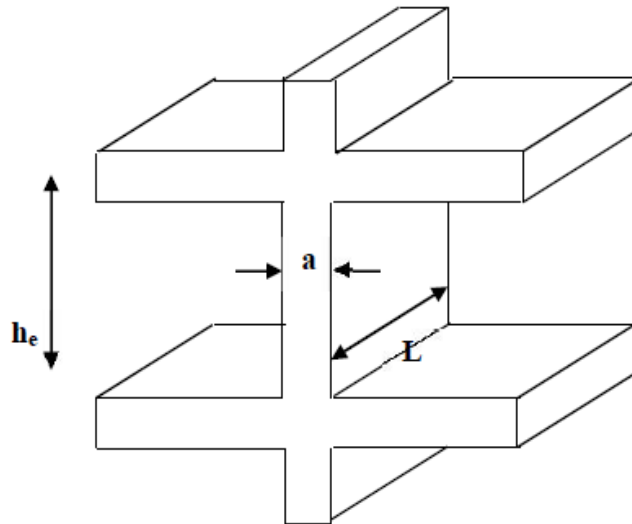


Fig. II-2 : Coupe d'un voile en élévation.

#### ✓ Epaisseur du voile :

L'épaisseur minimal d'un voile :  $e_{min} \geq 15 \text{ cm}$ .

de plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas on a la même hauteur pour tous les étages :

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

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur de **20 cm** pour tous les voiles.

**20  $\geq$  15 cm  $\rightarrow$  Condition Verifiée**

### ✓ Largeur du voile :

Les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante :

$$L_{min} \geq 4 \cdot e$$

Avec :

$L_{min}$  : portée min des voiles.

$e$  : l'épaisseur du voile.

Pour le RDC et les étages courants  $e=20 \text{ cm}$ :

$$L_{min}=100\text{cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Verifiée}$$

### II-2-4) Les poteaux :

Se sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations

Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tout en vérifiant les exigences du **RPA**, pour un poteau rectangulaire de la zone **IIa**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

$(b_1, h_1)$  dimensions de la section transversale des poteaux.

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal NS qui est la somme de charge  $Q$  et  $G$ .

La section transversale du poteau à déterminé est donnée par la relation suivante :

$$s \geq \frac{N_S}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

$N_s$ : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles de **BAEL 91**, en considérant le poteau le plus sollicité tel que :

$$N_S = (G + Q)$$

$G$  : charge permanente.

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

$\bar{\sigma}_{bc}$ : Contrainte admissible de service du béton à la compression simple.

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

### II-3) Détermination des charges et surcharges :

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment, qui seront données comme suit :

#### II-3-1) Charges permanentes ( $G$ ) :

✓ Les planchers :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

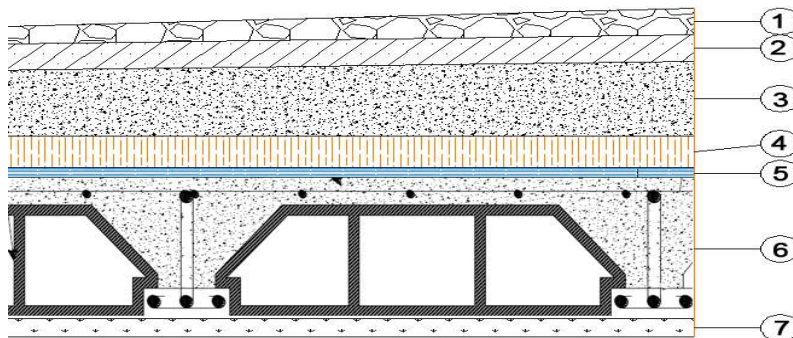


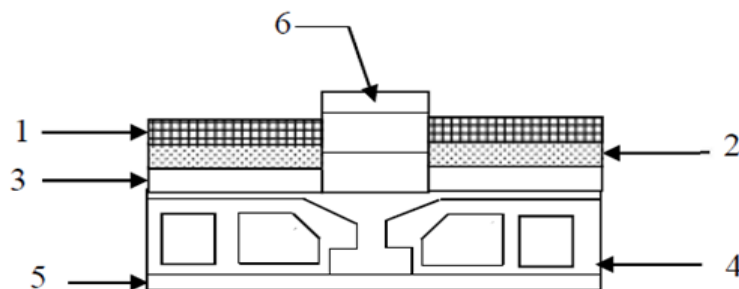
Fig. II-3 : Coupe du plancher terrasse inaccessible

## Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

**Tableau (II-1): valeur de la charge permanente du plancher terrasse inaccessible :**

N°	Elements	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge $G_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
01	Couche de gravier	17	0.05	0,85
02	Etanchéité multicouche	6	0.02	0,12
03	Béton en forme de pente	22	0.07	1,54
04	Feuille de polyane	/	/	0,01
05	Isolation thermique	4	0,04	0,16
06	Dalle en corps creux	14	0,2	2,80
07	Enduit plâtre	10	0,02	0,20
				<b><math>G_t=5,68KN/m^2</math></b>

➤ **Plancher étage courant :**

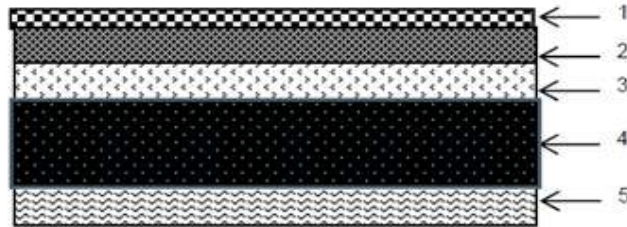


**Fig. II-4 : Coupe du plancher étage courant**

**Tableau (II-2):valeur de la charge permanente du plancher étage courant :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge $G_t$ (kN/m <sup>2</sup> )
01	carrelage	22	0.02	0,44
02	Mortier de pose	20	0.02	0,40
03	Couche de sable	18	0.02	0,36
04	Dalle en corps creux	14	0.20	2,8
05	Enduit en plâtre	10	0.02	0,20
06	Cloison de séparation	/	/	1
				<b>Totale <math>G_t= 5,20</math> kN/m<sup>2</sup></b>

➤ **Plancher dalle pleine :**



**Fig. II-5 Coupe du plancher en dalle pleine**

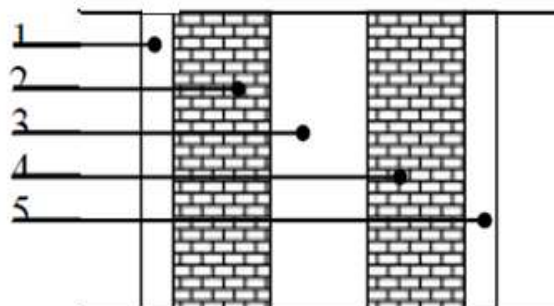
**Tableau (II-3): valeur de la charge permanente de la dalle pleine :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e(m)	Charge $G_t$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>01</b>	Revêtement carrelage	22	0.02	0,44
<b>02</b>	Mortier de pose	20	0.02	0,40
<b>03</b>	Couche de sable	18	0.02	0,36
<b>04</b>	Dalle en béton armé	25	0.15	3,75
<b>05</b>	Enduit ciment	18	0.02	0,36
<b>Totale <math>G_t = 5,31</math> kN/m<sup>2</sup></b>				

✓ **Maçonnerie :**

➤ **Murs extérieurs :**

C'est une double cloison en briques creuse de 25cm d'épaisseur (10+5+10).



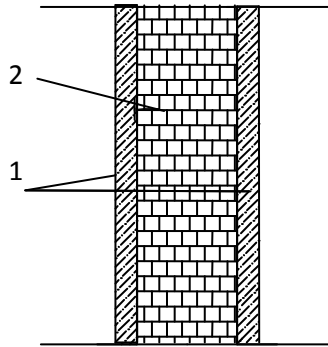
**Fig. II-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur**

## Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

**Tableau (II-4): valeur de la charge permanente du mur extérieur :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	Epaisseur e(m)	Charge G ( $\text{kN/m}^3$ )
01	Enduit ciment	18	0.02	0,36
02	Brique creuse	9	0.1	0,9
03	lame d'aire	/	0.05	0
04	Brique creuse	9	0.1	0,90
05	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
				<b><math>G_i=2,36 \text{ kN/m}^2</math></b>

➤ **Mur intérieurs :**



**Fig. II-7 : Coupe verticale du mur intérieur**

**Tableau (II-5): Valeur de la charge permanente du mur intérieur :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	Epaisseur e(m)	Charge G ( $\text{kN/m}^3$ )
01	Enduit de plâtre	10	0.04	0,4
02	Brique creuse	9	0.1	0,9
				<b>Totale <math>G_i=1,30 \text{ kN/m}^2</math></b>

### ➤ L'acrotère :

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure ci-dessous, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant :

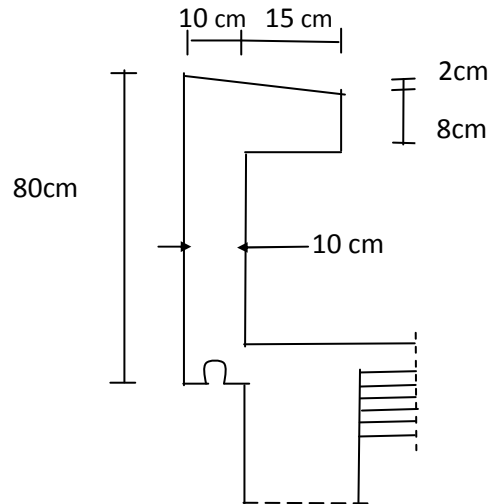


Fig. II-8 : Coupe verticale de l'acrotère.

$$G_{acr} = \rho_{\text{béton}} \times S_{acr}$$

$$G_{acr} = 25 \left[ \left( \frac{0,25 \times 0,02}{2} \right) + (0,08 \times 0,25) + (0,7 \times 0,1) \right] = 2,31 \text{ kN/ml}$$

$$G_{acr} = 2,31 \text{ kN/ml}$$

### II-3-2) Les surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (articles 7.2.1 et 7.2.2) comme suit :

- Plancher terrasse	$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- plancher rez de chaussé : à usage d'habitation	$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- L'acrotère	$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- L'escalier	$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Les balcons	$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

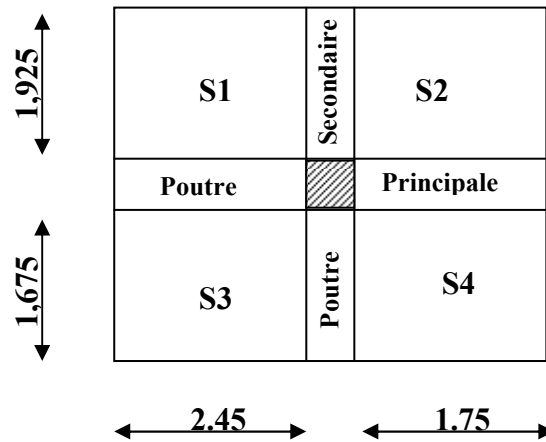
### II -3-3) Descente de charges :

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprises par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

✓ **Charges et surcharges revenant aux poteaux les plus sollicités E<sub>5</sub> et E<sub>6</sub>:**

a) **Surface d'influence :** Surface d'influence du poteau F<sub>2</sub>

La descente de charge est effectuée pour le poteau F<sub>2</sub> :



**Fig. II-9 : Surface d'influence sur le poteau F<sub>2</sub>**

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (F<sub>2</sub>) sera déterminée comme suit :

$$St = S1 + S2 + S3 + S4 = (1,925 \times 2,45) + (1,75 \times 1,925) + (1,675 \times 2,45) + (1,75 \times 1,675) = 15,12 \text{ m}^2.$$

Donc:  $St = 15,12 \text{ m}^2.$

b) **Charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant à chaque plancher :**

Plancher terrasse  $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,68 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

Plancher étage courant  $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,20 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

Plancher rez-de-chaussée  $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,20 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

### c) Charges permanentes totales :

#### ➤ Poids du plancher :

$$P = G \times S.$$

#### • Plancher terrasse :

$$P = 5.68 \times 15,12 = 85,882 \text{ KN} \rightarrow PT = 85,882 \text{ KN}.$$

#### • Plancher étage courant :

$$P = 5.20 \times 15,12 = 78,624 \text{ KN} \rightarrow PEC = 78,624 \text{ KN}.$$

#### ➤ Poids des poutres :

#### • Poutres principales :

$$P_{pp} = 4,20 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 14,175 \text{ KN}.$$

#### • Poutres secondaires :

$$P_{ps} = 3,6 \times 0,30 \times 0,35 \times 25 = 9,45 \text{ KN}.$$

D'ou le poids total :

$$P_{tot} = 14,175 + 9,45 = 22,312 \text{ KN} \rightarrow P_{tot} = 23,625 \text{ KN}.$$

#### Poids des poteaux :

- poteaux étages courants et le RDC: la section adopté est :(25x25)

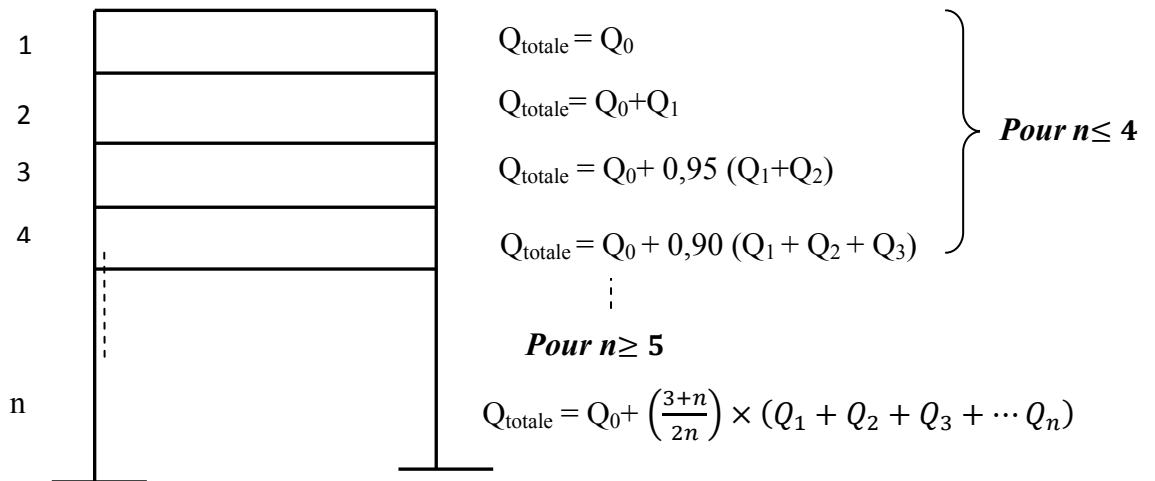
$$G_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$$

### c) Surcharges d'exploitation :

-Plancher terrasse :  $\rightarrow Q_0 = 1,00 \times 15,12 = 15,12 \text{ KN}.$

-Plancher courant et RDC :  $\rightarrow Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{12} = 1,50 \times 15,12 = 22,68 \text{ KN}.$

✓ Loi de dégression des surcharges :



$$Q_t = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{avec } n \geq 5$$

**Tableau (II-6): des valeurs du coefficient  $(3+n / 2n)$  :**

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<b>Niveau</b>	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
<b>Coefficient</b>	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667	0,65	0,636	0,625

## Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

---

➤ **Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :**

Niv 12 :  $Q_0=15,12 \text{ KN}$ .

Niv 11 :  $Q_0+Q_1=15,12 +22,68 =37,8 \text{ KN}$ .

Niv 10 :  $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) = 15,12 +0.95 (22,68 \times 2)=58,212 \text{ KN}$ .

Niv 09 :  $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 15,12 +0.90 (22,68 \times 3)= 76,356 \text{ KN}$

Niv 08 :  $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=15,12 +0.85 (22,68 \times 4)= 92,232\text{KN}$

Niv 07 :  $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=15,12 +0.80 (22,68 \times 5)= 105,84 \text{ KN}$

Niv 06 :  $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=15,12 +0.75 (22,68 \times 6)= 117,18 \text{ KN}$

Niv 05 :  $Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 15,12+0.714(22,68 \times 7)= 128,475 \text{ KN}$

Niv 04 :  $Q_0+0.687 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=15,12+0.687(22,68 \times 8)= 139,77 \text{ KN}$ .

Niv 03 :  $Q_0+0.667 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=15,12+0.667(22,68 \times 9)$   
 $= 151,277 \text{ KN}$ .

Niv 02 :  $Q_0+0.65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}) =15,12+0.65 (22,68 \times 10)$   
 $=162,54\text{KN}$

Niv 01 :  $Q_0+0.636 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})=15,12+0.636(22,68 \times 11) = 173,79\text{KN}$ .

Niv 0(RDC) :

$Q_0+0.636(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})=15,12+0.625(22,68 \times 12) =$   
 $185,22\text{KN}$ .

## Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

### ➤ Dimensionnement des poteaux:

niv	Charge permanente G(KN)					Charge d'exploitation Q(kN)		Effort normal N (kN) N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	Section du poteau cm <sup>2</sup>	
	plancher	Poutre	poteau	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q	Q <sub>cum</sub>		S trouvée	S adoptée
12	85,882	23,625	0	109.51	109.51	15,12	15,12	124.63	83.08	30x30
11	78,624	23,625	4.78	107.03	216.54	22,68	37,8	254.34	169.56	35x35
10	78,624	23,625	4.78	107.03	323.57	22,68	60,48	384.05	256.03	35x35
9	78,624	23,625	4.78	107.03	430.60	22,68	83,16	513.76	342.51	35x35
8	78,624	23,625	4.78	107.03	537.63	22,68	105,84	643.47	428.98	35x35
7	78,624	23,625	4.78	107.03	644.66	22,68	128,52	773.18	515.45	40x40
6	78,624	23,625	4.78	107.03	751.69	22,68	151,20	902.89	601.93	40x40
5	78,624	23,625	4.78	107.03	858.72	22,68	173,88	1032.6	688.40	40x40
4	78,624	23,625	4.78	107.03	965.75	22,68	196,56	1162.31	774.87	40x40
3	78,624	23,625	4.78	107.03	1072.78	22,68	219,24	1292.02	861.35	45x45
2	78,624	23,625	4.78	107.03	1179.81	22,68	241,92	1421.73	947.82	45x45
1	78,624	23,625	4.78	107.03	1286.84	22,68	264,60	1551.44	1034.3	45x45
RDC	78,624	23,625	4.78	107.03	1393.87	22,68	287,28	1681.15	1120.77	45x45

### II -3-4) vérifications relatives aux coffrages (Art 7.4.1 RPA 99) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions Suivantes :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \longrightarrow \begin{cases} \min(30, 30) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{CV} \\ \min(35, 35) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{CV} \\ \min(40, 40) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{CV} \\ \min(45, 45) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{min}(30, 30) \geq \frac{306-20}{20} = 14,3 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \implies \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} = 1,00 \leq 4 \rightarrow \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

### II -3-5) Condition de stabilité de forme :

#### ✓ Vérification au flambement :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

$\lambda$ : Elancement du poteau.

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

$l_0 = h_e$ : Longueur libre du poteau.

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

$B$ : section transversal du poteau ( $B = b^2$ ).

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} \rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{b} \rightarrow \lambda = 2,42 \frac{l_0}{h}$$

## Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

---

- Poteaux RDC et 1<sup>er</sup> .2<sup>eme</sup> .3<sup>eme</sup> étages (45 x45) =  $2.42 \times 3.06 / 0.45 = 16,456 \leq 50 \rightarrow CV$
- Poteaux 4<sup>eme</sup> .5<sup>eme</sup> .6<sup>eme</sup> .7<sup>eme</sup> etages (40x40) =  $2.42 \times 3.06 / 0.40 = 18,513 \leq 50 \rightarrow CV$
- Poteaux 8<sup>eme</sup> .9<sup>eme</sup> .10<sup>eme</sup> .11<sup>eme</sup> etages (35x35) =  $2.42 \times 3.06 / 0.35 = 21,157 \leq 50 \rightarrow CV$
- Poteaux 12<sup>eme</sup> étages (30x30) =  $2.42 \times 3.06 / 0.30 = 24,684 \leq 50 \rightarrow CV$

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

### Conclusion :

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

-Hauteur du plancher en corps creux  $\rightarrow ht = 20 \text{ cm.}$

-Epaisseur de la dalle pleine  $\rightarrow e = 20 \text{ cm.}$

-Epaisseur des voiles :

- RDC  $\rightarrow e = 20 \text{ cm.}$
- Etage courant  $\rightarrow e = 20 \text{ cm.}$

-Section des poutres :

- Poutres principales  $\rightarrow (30 \times 45) \text{ cm}^2.$
- Poutres secondaires  $\rightarrow (30 \times 35) \text{ cm}^2.$

-Section des poteaux :

- RDC et Niv : 1, 2,3  $\rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Niv : 4, 5,6 et 7  $\rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2.$
- Niv : 8, 9,10 et 11  $\rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2.$
- Niv : 12  $\rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2.$

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

A decorative border of small red stars surrounds the entire page.

*Chapitre III:*  
*Calcul des éléments secondaires*

### III-A) Calcul de l'acrotère :

#### III-A-1) Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort ( $G$ ) dû à son poids propre et à un effort horizontal ( $Q=1\text{KN/ml}$ ) dû à la main courante provoquant un moment de renversement ( $M$ ) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

#### III-A-2) Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

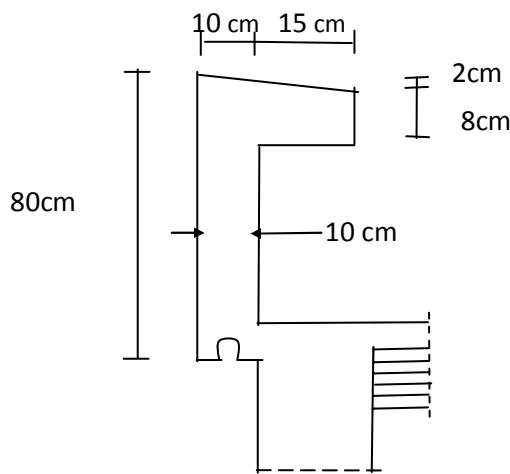


Fig. III-A-1 : Coupe verticale de l'acrotère

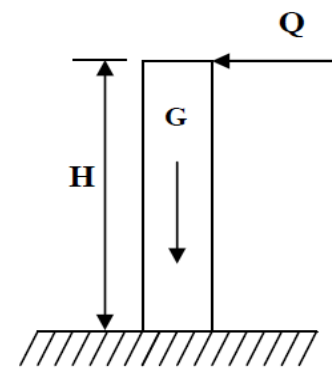


Fig. III-A-2 : Schéma statique

#### III-A-3) Calcul des sollicitations :

$$G_{acr} = \rho_{\text{béton}} \times s_{acr}$$

$$G_{acr} = 25 \left[ \left( \frac{0,25 \times 0,02}{2} \right) + (0,08 \times 0,25) + (0,7 \times 0,1) \right] = 2,31 \text{ kN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère :  $G=2,31\text{KN/ml}$

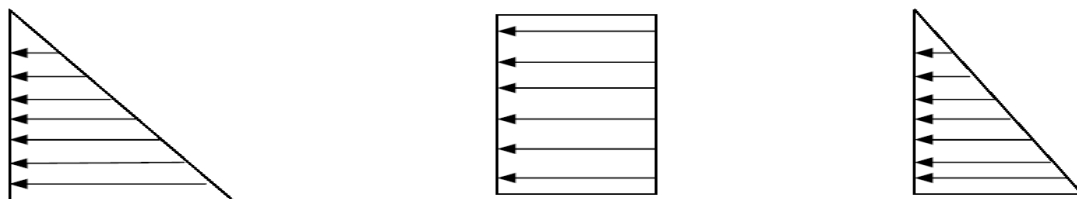
Surcharge d'exploitation :  $Q=1,00 \text{ KN /ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 2,31\text{KN}$

Effort tranchant :  $T_Q = Q \times 1\text{ml} = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M_Q = T_Q \times H = Q \times 1\text{ml} \times H = 0,80\text{KN.m}$

### III-A-3-1) diagramme des efforts :



**Diagramme du moment de Renversement 0.80 KN.m**

**Diagramme du l'effort Tranchant 1 KN**

**Diagramme du l'effort Normal 2.31 KN**

**Fig. III-A-3 : Diagramme des efforts internes (M ; N ; T)**

### ✓ Les combinaisons de charges :

#### ➤ ELU : 1.35G + 1.5Q

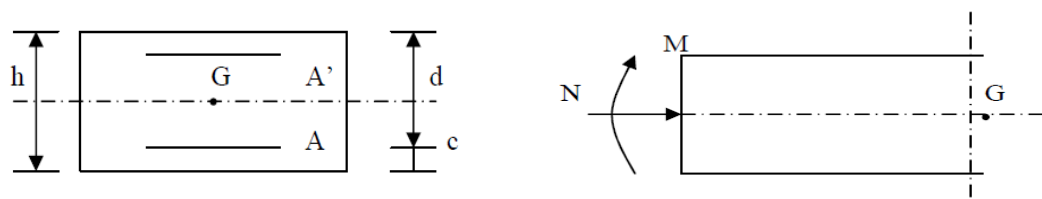
$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 N_G = 1.35 \times 2,31 = 3,119 \text{ KN} \\ T_u = 1.5 T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \\ M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.8 = 1.2 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

#### ➤ ELS: G + Q

$$\left\{ \begin{array}{l} N_S = N_G + N_Q = 2.31 \text{ KN.} \\ T_S = T_Q = 1 \text{ KN} \\ M_S = M_G + M_Q = 0.8 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

### III-A-4) ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif  $M_f$ , afin de déterminer les armatures fictives  $A_f$ , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles  $A$ .



Avec :

**h** : Epaisseur de la section.

**c** : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton. ( $c=2\text{cm}$ ).

**d** = **h** – **c** : Hauteur utile.

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

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

### III-A-4-1) Calcul à l'ELU :

-Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{3.119} = 0.385\text{m} = 38.5\text{cm}.$$

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

Avec :

**M<sub>u</sub>** : moment dus à la compression.

**N<sub>u</sub>** : effort de compression.

**e<sub>u</sub>** : excentricité.

**a =  $\frac{h}{2} - c$**  : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

Donc :  $e_u = 38.5\text{cm} > a = \frac{h}{2} - c = 3\text{cm}$ .

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

### III-A-4-2) Calcul en flexion simple :

✓ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u [e_u + (h/2) - c] = 3.119[0.385 + (0.1/2) - 0.02] = 1.294 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{1.294 \times 10^5}{100 \times 8^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0142 < \mu_l = 0.392$$

Avec :

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$$

$\mu_u = 0.0142 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA).

D'après le tableau :  $\mu_u = 0.0142 \Rightarrow \beta = 0.993$

### Conclusion :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires. ( $A_{sc1} = 0$ ).

✓ **Armatures fictives:**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \beta = 0.993.$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.294 \times 10^5}{0.993 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.468 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.468 \text{ cm}^2$$

### III-A-4-2) Calcul en flexion composée :

✓ Armatures réelles :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_U}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0.468 - \frac{3.119 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.378 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.378 \text{ cm}^2$$

### III-A-5) Vérifications:

#### III-A-5-1) Vérification à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_{st} \geq A_{st \min}$

$$A_{st \min} = \frac{0.23 f_{t28} b d (e_s - 0.455 d)}{f_e (e_s - 0.185 d)}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6$$

$$e_s = \frac{0.8}{2.31} = 0.346 \text{ m} = 34.6 \text{ cm}$$

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

$$A_{st \min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 10^2 \times 100 \times 8 \times (34.6 - 0.455 \times 8)}{400 \times 10^2 \times (34.6 - 0.185 \times 8)} = 0.903 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 0.903 \text{ cm}^2$$

Remarquons que :  $A_{st} < A_{st \min}$ , la Condition n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 0.903 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 0.378 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow A_{st \text{ min}} \geq A_{st} \rightarrow A_{\text{adopté}} = \max(A_{st \text{ min}}; A_{st}) \rightarrow A_{st \text{ min}} = 0.903 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est **4HA 8/ ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **25cm**.

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour  $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$  → soit **4HA8** avec un espacement de **25 cm**.

✓ **Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,2/BAEL 91 modifié 99) :**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit

Vérifier si :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

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

Avec :

$\tau_u$ : Contrainte du cisaillement

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ (MPa)}$$

Et  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ situation courante} \\ V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \end{array} \right.$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} \leq \min\{2.5; 4\} = 2.5 \text{ MPa}$  Donc la condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (armature transversale n'est pas nécessaire).

✓ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A. 6.1.3-BAEL 91) :**

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le Comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement égal a 1.5 pour les barres HA

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9 d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$n$  : nombre de barre

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05 \times 10} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

D'où la condition est vérifiée

✓ **longueur de scellement droit (BAEL91 A.1.2.2) :**

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm} \quad \text{Pour les aciers HA}$$

$$L_s = 32 \text{ cm}$$

✓ **Vérification des espacements des barres :(Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :**

La fissuration est préjudiciable ; donc

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$$

On a adopté un espacement de 25 cm ; donc la condition est vérifiée.

### III-A-5-2) Vérification à L'ELS :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

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

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

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

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

✓ Vérification des contraintes dans l'acier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.1}{100 \times 8} = 0.262 \rightarrow \beta_1 = 0.918$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.8 \times 10^6}{0.918 \times 80 \times 2.01 \times 10^2} = 54.19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$\eta = 1.6$  pour les barres HA

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66; 201.63 \} \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 54.19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

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

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

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)}$$

Avec:

$$\alpha = 3(1 - \beta)$$

$$\alpha = 3(1 - 0.918) = 0.246$$

$$K = \frac{0.246}{15(1 - 0.246)} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = 0.021 \times 54.19 = 1.138 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.138 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

### III-A-5-3) Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques a l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas **A=0.15 (zone IIa, groupe d'usage 2)**  
**(Art 4.2.3 tab 4-1)**

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**C<sub>p</sub>=0.3**) **(Art 6.2.3 tab 6-1)**

**W<sub>p</sub>**: Poids de l'acrotère (**W<sub>p</sub>= 2.31 [KN/ml]**)

D'ou :

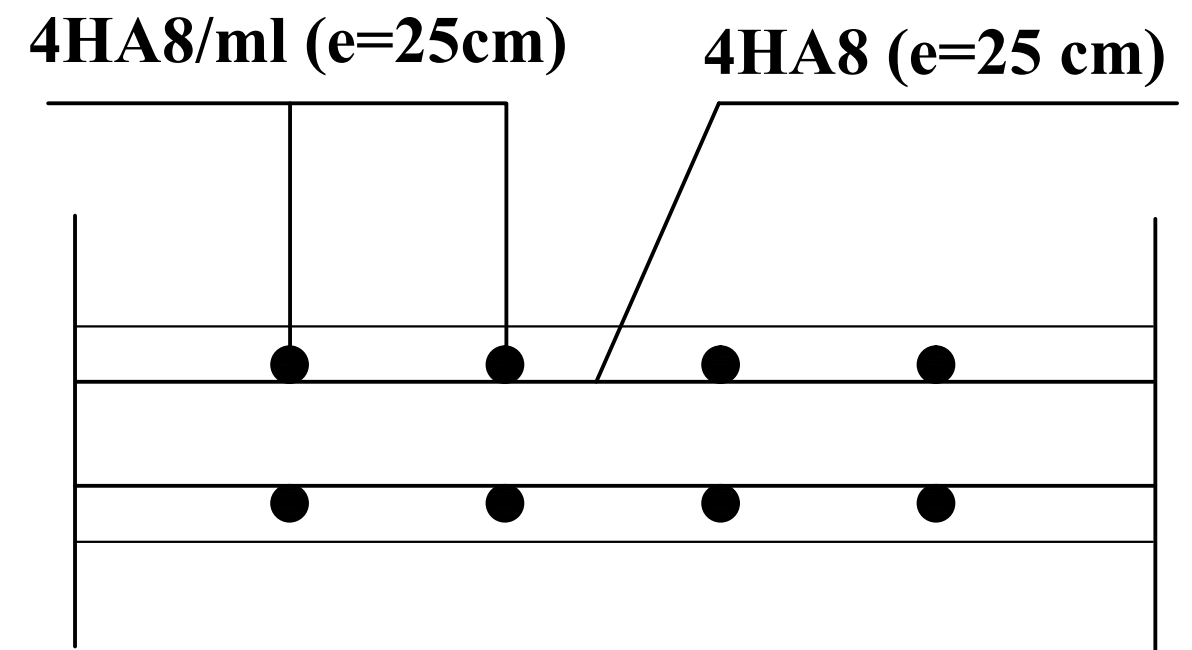
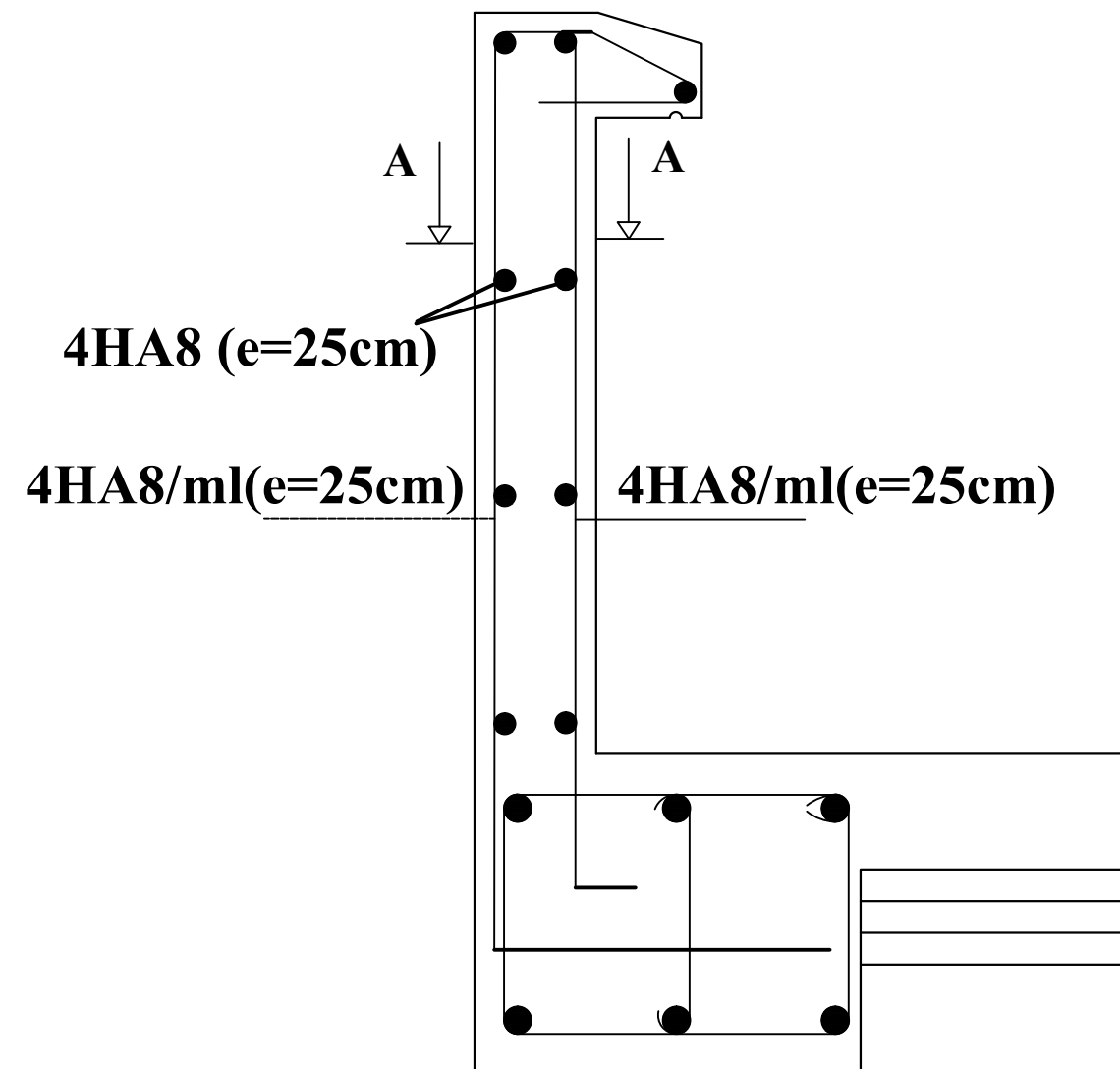
$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 2.31 = 0.416 \text{ [KN/ml]}.$$

$$F_p = 0.416 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{CV}$$

### Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ **Armatures réelles : 4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> /ml** avec un espacement de **25 cm**.
- ✓ **Armatures de répartition : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **25cm**



**Coupe A-A**

**schéma de ferrailage de l'acrotère**

### III-B) Les planchers :

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

#### III-B-1)-Calcul de la dalle de compression:

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TS520) qui doit satisfaire les conditions suivantes (BAEL91/B.6.8,423) :

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
  - ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
  - ✓ 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

La largeur de l'hourdis :

$$50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm} \quad (L : \text{entre axe des poutrelles}).$$

- Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :
  - ✓ **Armatures  $\perp$  aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

- $A_{\perp}$  :  $\text{cm}^2$  par mètre linéaire,
- $L$  : Entre axes des poutrelles ( $L=65\text{cm}$ ),
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ( $f_e = 520 \text{ MPa}$ )

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

On adoptera pour 5T4 =  $0.63 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $e = 20\text{cm}$

- ✓ **Armatures // aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$
$$A_{\parallel} \geq \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

On adoptera pour  $4T4 \text{ cm}^2/\text{ml} = 0.5 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $e = 25 \text{ cm}$

Le treillis soudé utilisé : **TS520**

$e_{\perp} = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$  et  $e_{\parallel} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV}$

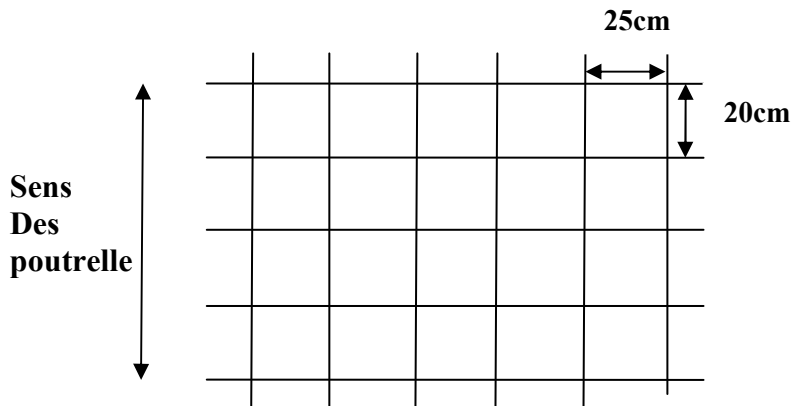


Fig : III-B-1 : Treillis soudé (20×25)

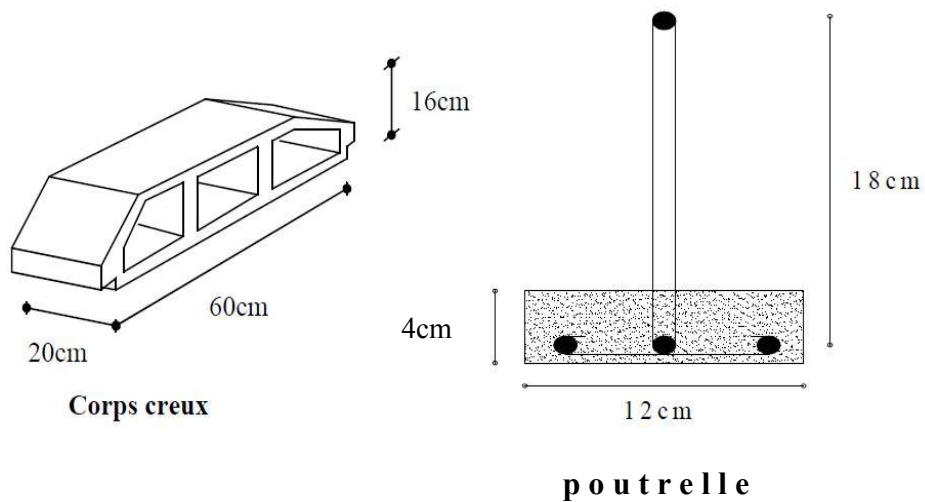


Fig : III-B-2 : schéma d'une poutrelle

### III-B-2)-Poutrelles :

#### III-B-2-1) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm<sup>2</sup> reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

#### ✓ Charges permanentes :

-Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$

-Poids propre du corps creux :  $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN / ml}$

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

#### ✓ Charges d'exploitation (surcharge) :

-Poids due à l'ouvriers (1KN/ml) :  $Q=1 \text{ KN/ml}$ .

#### ✓ Combinaison de charges à l'ELU :

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

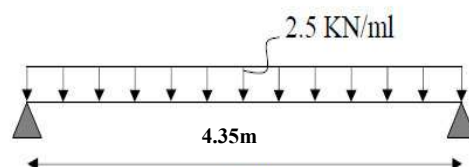
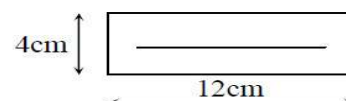


Fig : III-B-3 : Schéma statique de la travée poutrelle

#### ➤ Calcul du moment en travée :

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_U = \frac{2.5 \times (4.35)^2}{8} = 5.91 \text{ KN . ml}$$



#### ➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$T = \frac{2.5 \times (4.35)}{2} = 5.437 \text{ KN}$$

### ➤ Calcul des armatures :

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$ .

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{5.91 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^2} = 8.67 \gg \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SDA}$$

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser vue à la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

### III-B-2-2) Calcul après coulage de la dalle de compression :

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

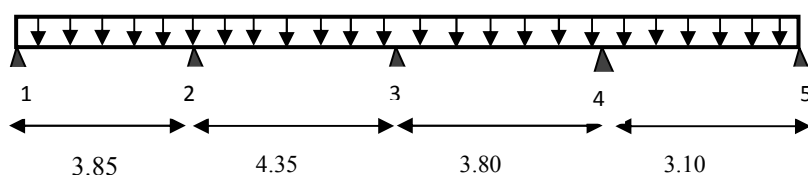


Fig : III-B-4 : Schéma statique de la poutrelle

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### ✓ Dimensions de la poutrelle :

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$$

Avec :

**L** : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles (**L=65-12=53cm**)

**L<sub>1</sub>** : longueur de la plus grande travée. (**L<sub>1</sub>=4.35m**)

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

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

**h<sub>t</sub>** : épaisseur de plancher. (**h<sub>t</sub>=20cm**)

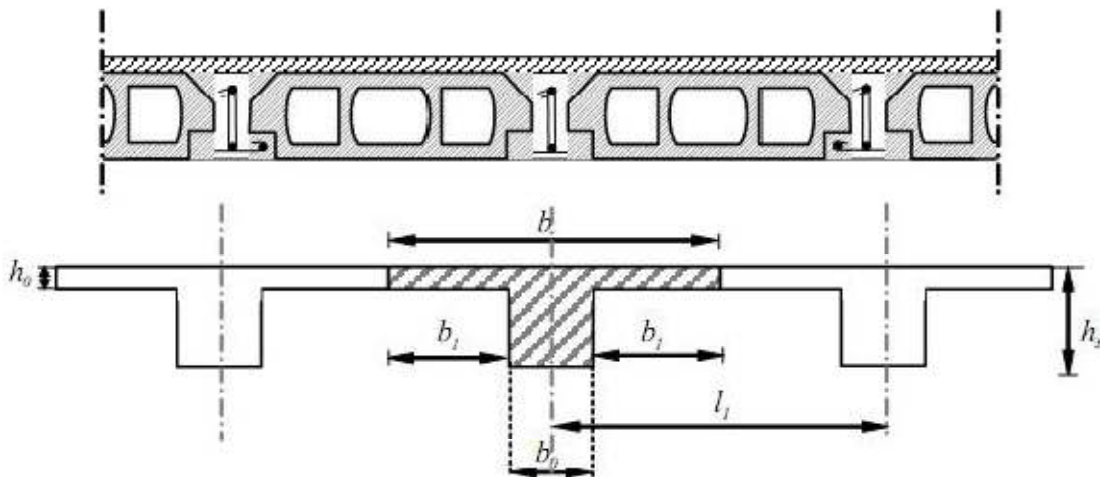


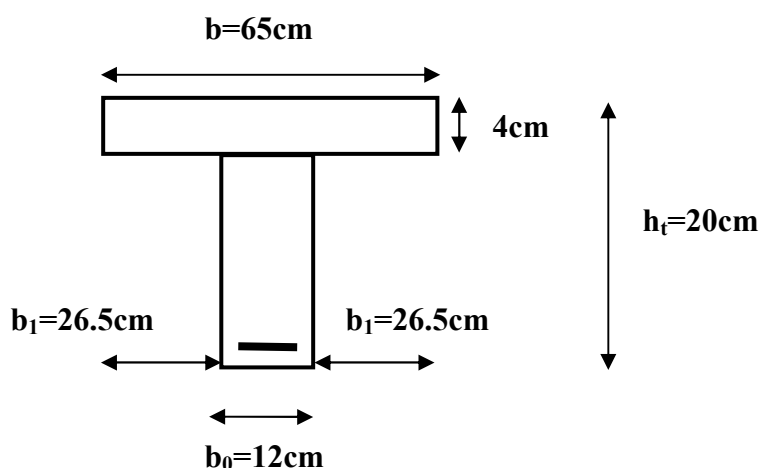
Fig : III-B-5 : Construction de la section en Té

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{435}{10}, 8 \times 4\right) = \min(26.5, 43.5, 32)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

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

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



**Fig : III-B-6 : Schéma statique de calcul**

➤ **Détermination des charges:**

**Plancher terrasse :**

- Poids propre du plancher :  $G = 5.68 \times 0,65 = 3,692 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{ KN/ml}$
- 

✓ **Combinaison de charge à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3.692 + 1.5 \times 0.65 = 5.959 \text{ KN/ml}$$

✓ **Combinaison de charge à l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3.692 + 0.65 = 4.342 \text{ KN/ml}$$

**Plancher étages courant :**

- Poids propre du plancher :  $G = 5.20 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0,65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaison de charge à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3.38 + 1.5 \times 0.975 = 6.025 \text{ KN/ml}$$

✓ **Combinaison de charge à l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3.38 + 0.975 = 4.355 \text{ KN/ml}$$

**Remarque :**

On constate que le chargement pour le plancher d'étage courant est le plus défavorable, vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, donc on utilise celui de l'étage courant pour le calcul du ferrailage

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

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

1- Méthode forfaitaire.

2- Méthode de Caquot.

3- Méthode des trois moments.

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

1) les charges et surcharges reprises par le plancher considéré sont :

$$G = 3.38 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 0.975 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Q = 0.975 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{6.76, 5 \text{ KN/m}^2\} \rightarrow \text{CV}$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. → CV

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

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{3.85}{4.35} = 0.885 < 1.25 \rightarrow \text{CV}$$

$$0.8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{4.35}{3.8} = 1.144 \leq 1.25 \rightarrow \text{CV}$$

$$0.8 \leq \frac{l_3}{l_4} = \frac{3.8}{3.1} = 1.225 < 1.25 \rightarrow \text{CV}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

---

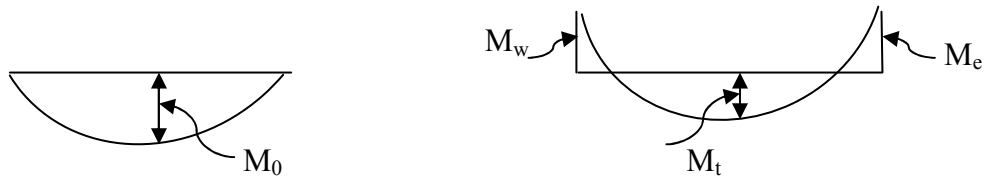
4) Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé et de ses revêtements. → **CV**

**Conclusion :**

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

✓ **Principe de la méthode :**

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées ( $M_0$ ), celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



**Fig : III-B-7 : Diagrammes des moments (principe de la méthode)**

✓ **exposé de la méthode :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Avec :

$\alpha$  = le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations non pondérées.

Les valeurs  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned}
 M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} \\
 M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \rightarrow \quad \text{dans une travée intermédiaire} \\
 M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \rightarrow \quad \text{dans une travée de rive}
 \end{aligned} \right\} \quad \text{on prend } M_t^{\max}$$

Avec :

- $M_t$  : moment maximal en travée considérée ;
- $M_e$  : moment sur l'appui de droite en valeur absolue ;
- $M_w$  : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue ;
- valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \quad \text{avec } l \text{ longueur entre nus d'appuis}$$

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doivent être au moins égale à :

- $0.6 M_0$  pour une poutre à deux travées ;
- $0.5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0.4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas, on a une poutre sur six (05) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

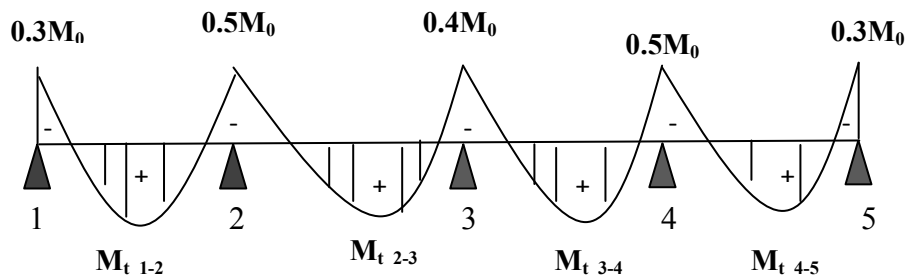


Figure III-B-8 : Correction des moments sur appuis

➤ **Application de la méthode :**

- à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3.38 + 1.5 \times 0.975 = 6.025 \text{ KN/ml}$$

- à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3.38 + 0.975 = 4.355 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul du rapport de charge  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.38} = 0.223 \quad \rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.067 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.534 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.634 \end{cases}$$

$0 \leq 0.223 \leq 0.667$  Condition vérifiée

$$\alpha = 0.223$$

➤ calcul des moments fléchissant :

✓ calcul des moments isostatiques  $M_{0i}$  à l'ELU :

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.025 \times 3.85^2}{8} = 11.163 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.025 \times 4.35^2}{8} = 14.251 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.025 \times 3.8^2}{8} = 10.875 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.025 \times 3.1^2}{8} = 7.237 \text{ KN.m}$$

✓ calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0.3M_{01} = 3.349 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \text{Max} (M_{01} ; M_{02}) = 0.5 \times 14.251 = 7.125 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \text{Max} (M_{02} ; M_{03}) = 0.4 \times 14.251 = 5.700 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \text{Max} (M_{03} ; M_{04}) = 0.4 \times 10.875 = 4.350 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.3M_{01} = 3.349 \text{ KN.m}$$

✓ moments en travées :

$$\text{Travée 1.2 : } \left\{ \begin{array}{l} M_{t1-2} \geq -\frac{M_1 + M_2}{2} + (1 + 0.3\alpha) \times M_{01} \\ M_{t1-2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1-2} \geq -\frac{3.349 + 7.125}{2} + (1.067) \times 11.163 = 6.674 \text{ KN.m} \\ M_{t1-2} \geq 0.634 \times 11.163 = 7.077 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit :  $M_{t1-2} = 7.077 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 2.3 : } \left\{ \begin{array}{l} M_{t2-3} \geq -\frac{7.125 + 5.70}{2} + (1.067) \times 14.251 = 8.793 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02} \\ M_{t2-3} \geq 0.534 \times 14.251 = 2.27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit :  $M_{t2-3} = 8.793 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 3.4 : } \left\{ \begin{array}{l} M_{t3-4} \geq -\frac{5.7 + 5.438}{2} + (1.067) \times 10.875 = 6.08 \text{ KN.m} \\ M_{t3-4} \geq 0.534 \times 10.875 = 5.807 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit :  $M_{t3-4} = 6.08 \text{ KN.m}$

Travée 4.5 :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t4-5} \geq -\frac{5.438 + 3.349}{2} + (1.067) \times 7.235 = 3.326 \text{ KN.m} \\ M_{t4-5} \geq 0.634 \times 7.235 = 4.587 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit :  $M_{t4-5} = 4.587 \text{ KN.M}$

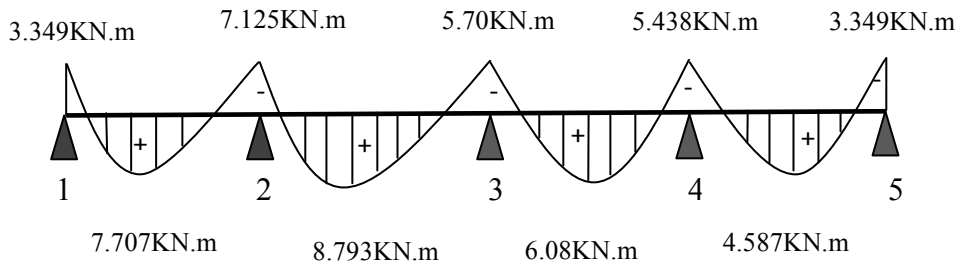


Fig : III-B-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m

➤ calcul des efforts tranchants :

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

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

Avec :

$$\theta(x = 0) = \frac{q_u \times L}{2} \quad \text{et} \quad \theta(x = L) = -\frac{q_u \times L}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

$T(x)$  : effort tranchant sur appui.

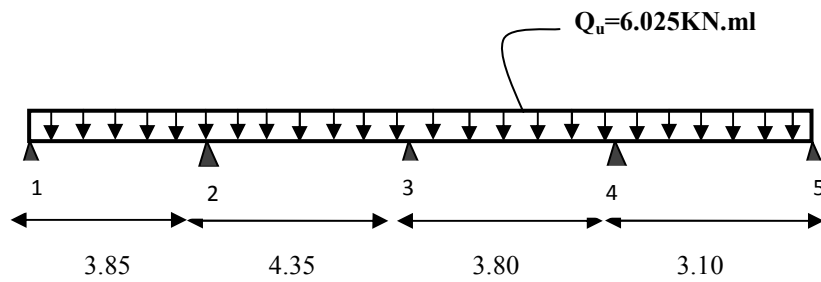
$\theta(x)$  : Effort tranchant de la travée isostatique.

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

$T_w$  : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

$T_e$  : effort tranchant sur appui droit de la travée.

$L$  : longueur de la travée.



**Fig : III-B-10 : Schéma statique de la poutrelle**

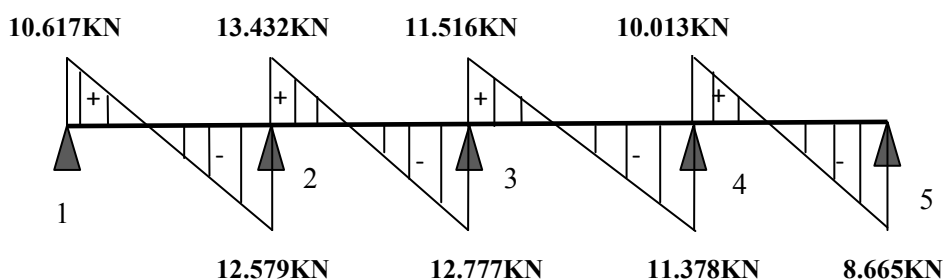
✓ **Application :**

$$\text{Travée (1.2)} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{6.025 \times 3.85}{2} + \frac{-7.125 + 3.349}{3.85} = 10.617 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6.025 \times 3.85}{2} + \frac{-7.125 + 3.349}{3.85} = -12.579 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (2.3)} \left\{ \begin{array}{l} T_2 = \frac{6.025 \times 4.35}{2} + \frac{-5.70 + 7.125}{4.35} = 13.432 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{6.025 \times 4.35}{2} + \frac{-5.70 + 7.125}{4.35} = -12.777 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (3.4)} \left\{ \begin{array}{l} T_3 = \frac{6.025 \times 3.80}{2} + \frac{-5.438 + 5.70}{3.80} = 11.516 \text{ KN} \\ T_4 = -\frac{6.025 \times 3.80}{2} + \frac{-5.438 + 5.70}{3.80} = -11.378 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (4.5)} \left\{ \begin{array}{l} T_4 = \frac{6.025 \times 3.1}{2} + \frac{-3.349 + 5.438}{3.1} = 10.013 \text{ KN} \\ T_5 = -\frac{6.025 \times 3.1}{2} + \frac{-3.349 + 5.438}{3.1} = -8.665 \text{ KN} \end{array} \right.$$



**Fig : III-B-11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en [KN]**

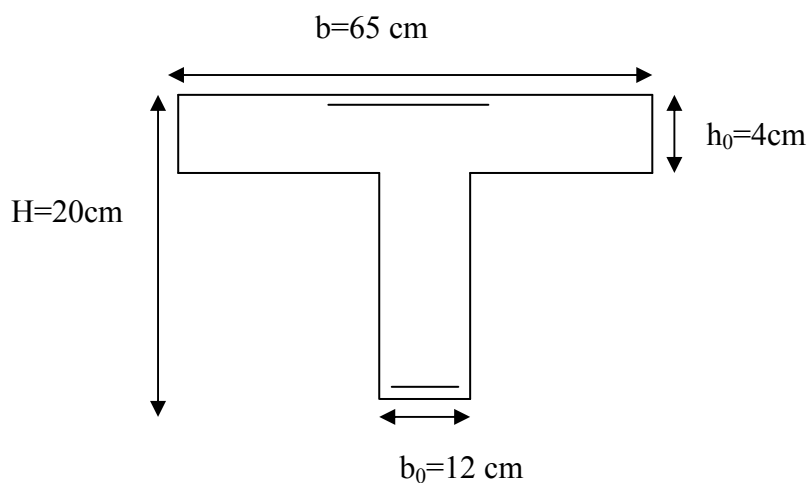
### III-B-3)-Ferrailage De La Poutrelle à L'ELU :

#### III-B-3-1)-Armature longitudinale :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

-en travée :  $M_t^{max} = 8.793KN.m$

-sur appui :  $M_{ap}^{max} = 7.125KN.m$



**Fig : III-B-12 Section de la poutre en T**

✓ **En travée :**

On parle d'abord du moment équilibré par la dalle de compression.

$$M_0 = bh_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{max} = 8.793 \text{ KN.m} \rightarrow M_0 \geq M_t^{max} \rightarrow$  L'axe neutre se situ dans la table de compression, la section en T à calculer sera donc considéré comme une section rectangulaire de dimension (bxh) = (65 x20) cm.

- calcul de  $\mu_u$  :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{8.793}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0294 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$\mu_u = 0.0294 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.793}{0.985 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.413 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.425 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.06 \text{ cm}^2$$

✓ aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera nos calcul pour une section rectangulaire de section ( $b_0 \times h$ ) = (12 x20) cm.

$$\mu_u = \frac{M_{ap}^{max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{7.125}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.129 \rightarrow \beta = 0.930$$

$$\mu_u = 0.129 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$A_{st} = \frac{M_{ap}^{max}}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{7.125}{0.930 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.223 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.223 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.91 \text{ cm}^2$$

### III-B-4) Vérification à l'ELU :

#### ✓ Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st} > A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

#### ➤ En travée :

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

$$A_{st} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

#### ➤ Aux appuis :

$$A_{st} > A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{st} = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.91 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

#### ✓ vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99) :

On considère la fissuration comme non préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\}$$

Avec  $T_u$  : l'effort tranchant maximal

$$\tau_u = \frac{13.432 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.622 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.622 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **vérification de la contrainte d'adhérences (Art A.6.1.3/BAEL91) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec: } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les acies HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec } u_i: \text{ périmètre des barres}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \phi = (2 \times 3.14 \times 1) + (1 \times 3.14 \times 0.8) = 8.792 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.432 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 87.92} = 0.943 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0.943 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91/Art 5.3.313) :**

Il faut vérifier que :

$$T_u^{max} \leq 0.4 b_0 a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = (0.9d)$$

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 13.432 < 129.6 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Influence de l'effort tranchants sur les armatures (BAEL 91/Art 5.4.321) :**

Il faut vérifier que :

$$A_{st} \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \left( T_u^{max} + \frac{M_{a \max}}{0.9d} \right)$$

$$A_{st} \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 13.432 \times 10^3 - \frac{7.125 \times 10^5}{0.9 \times 18} \right) = -0.878 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

✓ **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{T_u^{max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{13.432 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.691 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21.66 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Longueur du scellement droit : (Art A.6.6, 22 / BAEL91) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

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

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L_s = 36 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4 \times L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm}$$

✓ **armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{max}, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}, 1.4, \frac{12}{10} \right\} \rightarrow \min \{0.57, 1.4, 1.2\} = 0.57 \text{ cm}$$

$\phi_{max}$ :Diamètre maximal des armatures.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de HA8 avec  $A_t=2HA 8=1.00 \text{ cm}^2$

✓ **espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99) :**

$$S_t \leq \min\{S_{t1}; S_{t2}\}$$

$$S_{t1} = \min\{0.9d; 40\} \text{cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0}$$

$$S_{t1} = \min\{0.9 \times 18; 40\} \text{cm} = \min\{16.2; 40\} \text{cm} \rightarrow S_{t1} = 16.2 \text{cm}$$

$$S_{t2} = \frac{1 \times 400}{0.4 \times 12} = 83.33 \text{cm}$$

$$S_t \leq \min\{16.2; 83.33\} \text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{cm}$$

Nous adopterons 1 étrier en HA8 tous les 15 cm.

### III-B-5)-Vérifications à l'ELS :

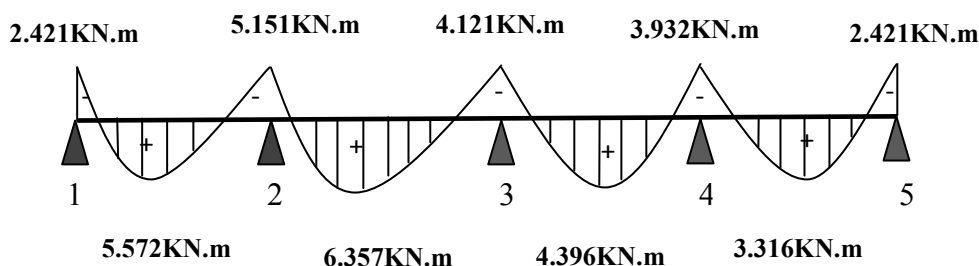
Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite d'ouverture des fissures.

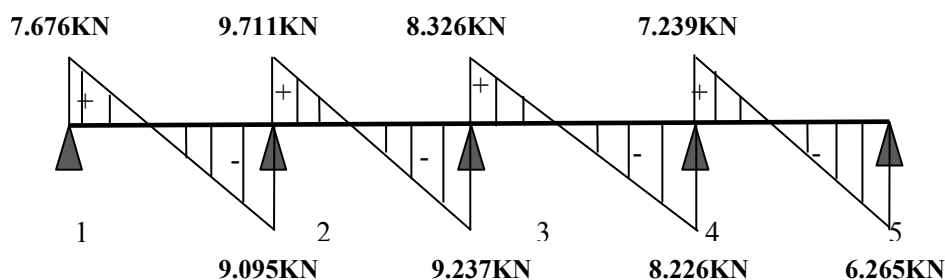
Pour avoir les efforts interne à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenus à l'ELU par Le

Rapport :  $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.355}{6.025} = 0.723$$



**Fig : III-B-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en [KN.m]**



**Fig : III-B-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en [KN]**

✓ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b_0 d}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times 1.91}{12 \times 18} = 0.884 \Rightarrow \beta_1 = 0.867 ; K_1 = 22.59$$

$$\sigma_s = \frac{5.151 \times 10^6}{0.867 \times 180 \times 1.91 \times 10^2} = 172.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{172.81}{22.59} = 7.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.3 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 2.06}{12 \times 18} = 0.953 \Rightarrow \beta_1 = 0.863 ; K_1 = 21.50$$

$$\sigma_s = \frac{6.357 \times 10^6}{0.863 \times 180 \times 2.06 \times 10^2} = 198.656 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{198.656}{21.50} = 9.234 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.234 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

✓ **Etat limite de déformation :**

Lorsqu'on prévoit des étais, on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Avec :

**h** : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle comprise)

**M<sub>0</sub>** : Moment isostatique.

**L** : portée libre.

**M<sub>t</sub>** : Moment de flexion.

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$

$$\frac{20}{435} = 0.046 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{CV}$$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$

Calcul de  $M_0$  :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.355 \times 4.35^2}{8} = 10.301 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.793 \text{ KN.m}$$

$$\frac{20}{435} = 0.046 \geq \frac{6.357}{15 \times 10.301} = 0.041 \rightarrow \text{CV}$$

- $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

$$\frac{2.06}{18 \times 12} = 0.009 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche.

✓ **Armatures longitudinales :**

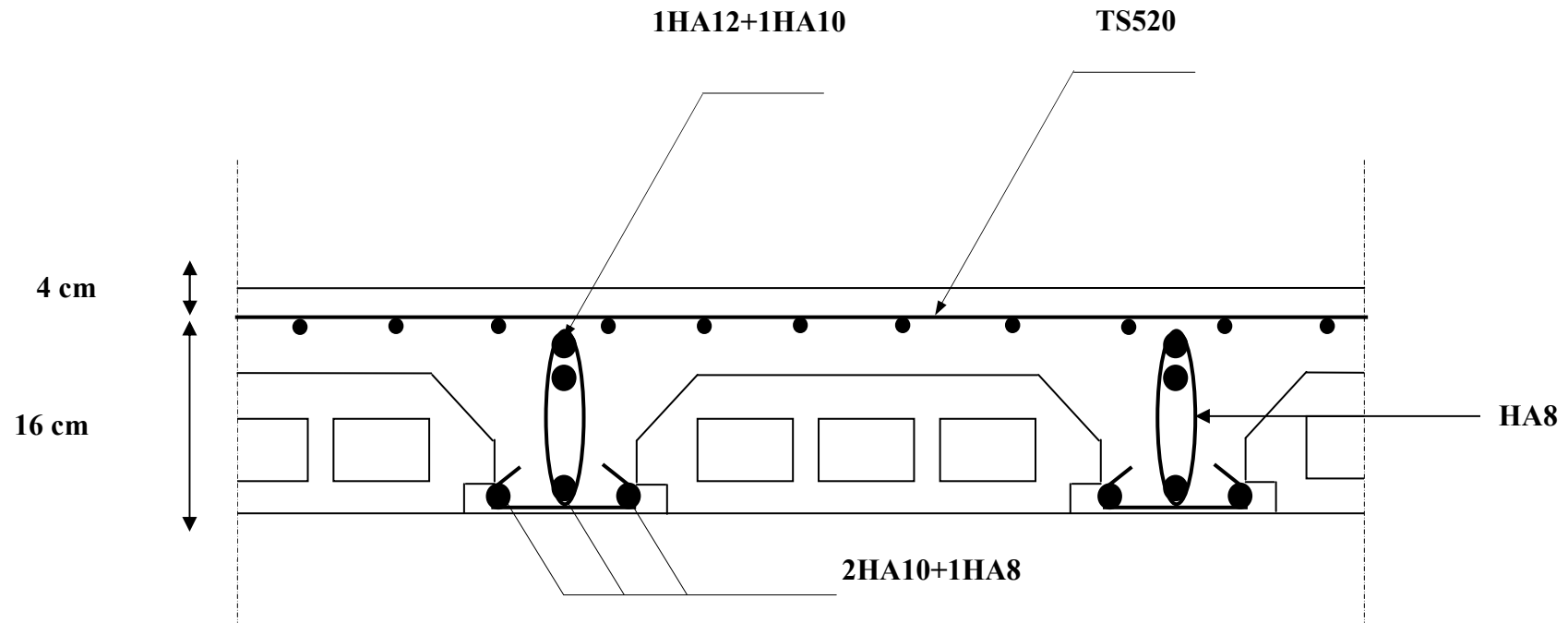
- **Appuis :** 1HA12+1HA10=1.91 cm<sup>2</sup>

- **Travée :** 2HA10+1HA8= 2.06 cm<sup>2</sup>

✓ **Armatures transversales :** 2HA8 = 1.00cm<sup>2</sup> avec un espacement de 15cm (1 étriers en HA8 tous le 15 cm).

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



Schémas de ferrailage du plancher

### III-C) Les balcon :

Dans notre projet on a deux types des balcons, balcons réalisés en corps creux (16+4) coulés sur place et balcons en dalle pleine.

#### III-C-1) Balcons en corps creux :

##### III-C-1-1) Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastés à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieur.

##### ✓ Pré dimensionnement de la poutre :

###### ➤ Pour $L=3.20m$

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

###### ➤ La hauteur :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

###### ➤ La largeur :

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

Avec :

$L$  : la longueur libre dans le sens considéré.

$$l = 320 - 30 = 290 \text{ cm}$$

###### - La hauteur :

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \rightarrow 19.333 \leq h_t \leq 29 \rightarrow \text{on opte pour une hauteur de } h = 30 \text{ cm}$$

**Condition du RPA** : La valeur minimale pour la hauteur est de 30cm

###### - La largeur :

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \rightarrow \text{on opte pour une largeur de } b = 25 \text{ cm}$$

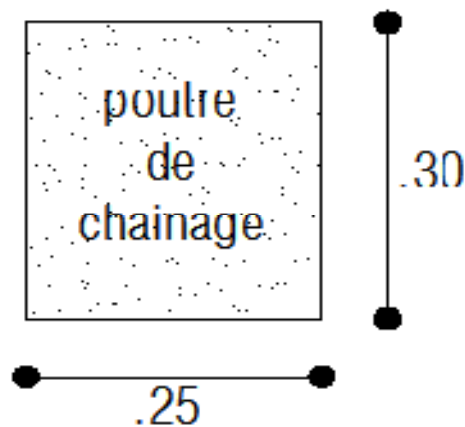


Fig : III-C-1-1 : dimensions de la poutre de chaînage

- **Détermination Des Sollicitations :**

**a) charges permanentes :**

- poids propre de la poutre :  $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur (double cloison) :  $(3.06-0.3) \times 2.36 = 6.514 \text{ KN/ml}$
- poids du plancher :  $5.20 \times 0.65/2 = 1.69 \text{ KN/ml}$

**Gt = 10.08 KN/ml**

**b) surcharge d'exploitation:**

$Q = 3.5 \times 0.65/2 = 1.14 \text{ KN/ml}$

**c) Combinaisons de charges :**

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 10.08 + 1.5 \times 1.14 = 15.318 \text{ KN/ml} \rightarrow q_u = 15.32 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 10.08 + 1.14 = 11.22 \text{ KN/ml} \rightarrow q_s = 11.22 \text{ KN/ml}$$

### III-C-1-1-1) calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée

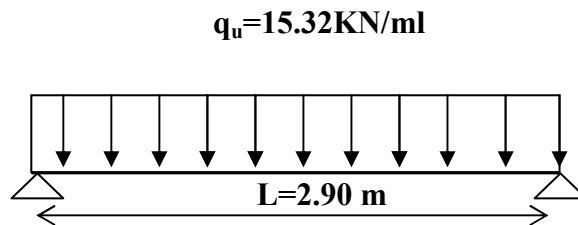


Fig : III-C-1-2) Schéma statique de calcul

#### ✓ calcul des moments :

Pour le calcul des moments dans des poutres semis encastrés ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

#### ➤ en travées :

$$M_t = 0.85 \times \frac{15.32 \times 2.90^2}{8} = 13.67 \text{ KN.m}$$

#### ➤ aux appuis :

$$M_a = -0.3 \times \frac{15.32 \times 2.90^2}{8} = -4.832 \text{ KN.m}$$

#### ✓ les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{15.32 \times 2.90}{2} = 22.214 \text{ KN}$$

### III-C-1-2) ferrailage :

#### ➤ en travées :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{13.67 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.049 \leq 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.049 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{13.67 \times 10^3}{0.974 \times 28 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.44 \text{ cm}^2$$

**Soit 3 HA 12 ( $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$ )**

➤ **aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{4.832 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.017 \leq 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.017 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{4.832 \times 10^3}{0.991 \times 28 \times 348} = 0.500 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.500 \text{ cm}^2$$

**Soit 3 HA 10 ( $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$ )**

✓ **Vérification de la non fragilité du béton [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99] :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

$$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum u_i} \text{ avec } u_i \text{ périmètre utile des aciers}$$

$$\sum u_i = n \times \pi\phi = 3 \times 3.14 \times 1 = 9.42 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$\tau_{se} = \frac{22.214 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 0.935 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.935 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Vérification de l'effort tranchant - contrainte de cisaillement :**

(Art A 5.1, 2/BAEL 91modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec  $T_u$  : effort tranchant maximal.  $T_u = 22.448 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{22.214 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.317 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{2.5; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.317 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Pas de risque de cisaillement → Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.4.321/BAEL 91modifié 99) :**

$$T_u \leq 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$T_u \leq 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.28 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_u = 22.214KN < 420 KN \rightarrow CV$$

- ✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 22.214 \times 10^3 + \frac{-4.832 \times 10^5}{0.9 \times 28} \right) = 0.087 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.088 \text{ cm}^2$$

Finalement en constate que l'effort tranchant  $T_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inferieures

- ✓ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{max}, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, 1.2, \frac{25}{10} \right\} \rightarrow \min\{0.857, 1.2, 2.5\} = 0.857 \text{ cm}$$

$\phi_{max}$ :Diamètre maximal des armatures longitudinales =1.2 cm

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de HA 8 avec  $A_t=2HA8=1.00 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\}cm = \min(25.2; 40)cm \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{1 \times 400}{25 \times 25} = 0.64 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

- ✓ **espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99) :**

➤ **aux appuis :**

$$e \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right) \text{ cm} = \min(7.5; 12 \times 1; 30) = 7.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$e \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

### III-C-1-2-1) Calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 11.22 \text{ KN.m}$$

✓ calcul des moments :

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 11.22 \times \frac{2.90^2}{8} = 11.795 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_{ap} = -0.3 \times 11.795 = -3.54 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 11.795 = 10.026 \text{ KN.m}$$

✓ réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{11.22 \times 2.90}{2} = 16.27 \text{ KN}$$

### III-C-1-2-2) vérification à l'ELS :

✓ Etat limite de résistance de béton à la compression (Art A.4.5.2/BAEL 99) :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b d}$$

➤ Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335 \rightarrow \beta_1 = 0.908 ; K_1 = 39.65$$

$$\sigma_s = \frac{3.54 \times 10^6}{0.908 \times 280 \times 2.35 \times 10^2} = 59.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 59.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{59.25}{39.65} = 1.494 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.494 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484 \rightarrow \beta_1 = 0.894 ; K_1 = 32.395$$

$$\sigma_s = \frac{10.026 \times 10^6}{0.894 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 118.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 118.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{118.15}{32.395} = 3.647 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.647 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 59.25 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures

✓ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{290} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.103 > 0.062 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{30}{290} = 0.103 \geq \frac{10.026}{10 \times 11.795} = 0.085 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \rightarrow \mathbf{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Pour L=4.30m**

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

➤ La hauteur :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

➤ La largeur :

$$\mathbf{0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t}$$

Avec :

**L** : la longueur libre dans le sens considéré.

$$l = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

- **La hauteur :**

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \rightarrow 26.67 \leq h_t \leq 40 \rightarrow \text{on opte pour une hauteur de } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

**Condition du RPA** : La valeur minimale pour la hauteur est de 30cm

- **La largeur :**

$$0.4 \times 30 \leq \mathbf{b} \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq \mathbf{b} \leq 21 \rightarrow \text{on opte pour une largeur de } \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$

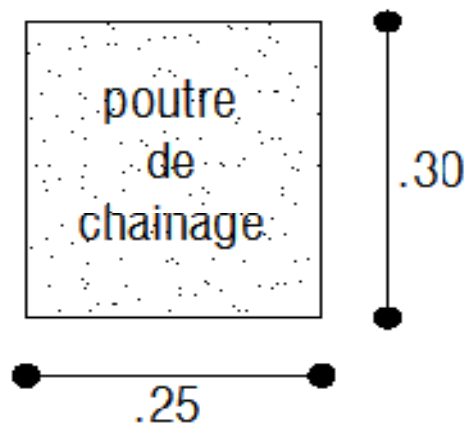


Fig : III-C-1-3 : dimensions de la poutre de chainage

✓ **Détermination Des Sollicitations :**

**a) charges permanentes :**

- poids propre de la poutre :  $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur (double cloison) :  $(3.06-0.3) \times 2.36 = 6.514 \text{ KN/ml}$
- poids du plancher :  $5.20 \times 0.65/2 = 1.69 \text{ KN/ml}$

**Gt = 10.08 KN/ml**

**b) surcharge d'exploitation:**

$Q = 3.5 \times 0.65/2 = 1.14 \text{ KN/ml}$

**c) Combinaisons de charges :**

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 10.08 + 1.5 \times 1.14 = 15.318 \text{ KN/ml} \rightarrow q_u = 15.32 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 10.08 + 1.14 = 11.22 \text{ KN/ml} \rightarrow q_s = 11.22 \text{ KN/ml}$$

### III-C-1-3) calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée.

$$q_u = 15.32 \text{ KN/ml}$$

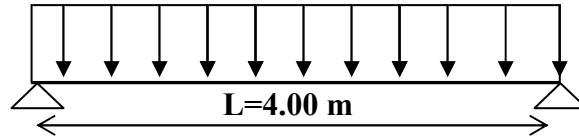


Fig : III-C-1-4 Schéma statique de calcul

#### ✓ calcul des moments :

Pour le calcul des moments dans des poutres semis encastrés ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

##### ➤ en travées :

$$M_t = 0.85 \times \frac{15.32 \times 4.00^2}{8} = 26.044 \text{ KN.m}$$

##### ➤ aux appuis :

$$M_a = -0.3 \times \frac{15.32 \times 4.00^2}{8} = -9.192 \text{ KN.m}$$

#### ✓ les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{15.32 \times 4.00}{2} = 30.64 \text{ KN}$$

### III-C-1-4) ferrailage :

##### ➤ en travées :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{26.044 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.0935 \leq 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.0935 \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{26.044 \times 10^3}{0.951 \times 28 \times 348} = 2.81 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.81 \text{ cm}^2$$

Soit 3 HA 12 ( $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$ )

➤ aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{9.192 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.033 \leq 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.033 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{9.192 \times 10^3}{0.983 \times 28 \times 348} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.96 \text{ cm}^2$$

Soit 3 HA 10 ( $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$ )

✓ Vérification de la non fragilité du béton [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99] :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

$$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum u_i} \text{ avec } u_i \text{ périmètre utile des aciers}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 1 = 9.42 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$\tau_{se} = \frac{30.64 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.29 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Vérification de l'effort tranchant - contrainte de cisaillement :**

(Art A 5.1, 2/BAEL 91modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec  $T_u$  : effort tranchant maximal.  $T_u = 22.448 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{30.64 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.438 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{2.5; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.438 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Pas de risque de cisaillement → Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.4.321/BAEL 91modifié 99) :**

$$T_u \leq 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$T_u \leq 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.28 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_u = 30.64 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

- ✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 30.64 \times 10^3 + \frac{-9.192 \times 10^5}{0.9 \times 28} \right) = -0.168 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > -0.168 \text{ cm}^2$$

Finalement on constate que l'effort tranchant  $T_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures

- ✓ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{max}, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, 1.2, \frac{25}{10} \right\} \rightarrow \min \{0.857, 1.2, 2.5\} = 0.857 \text{ cm}$$

$\phi_{max}$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales = **1.2 cm**

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de **HA 8** avec  $A_t = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40\} \text{ cm} = \min(25.2; 40) \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{1 \times 400}{25 \times 25} = 0.64 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99) :

➤ aux appuis :

$$e \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right) \text{ cm} = \min(7.5; 12 \times 1; 30) = 7.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

➤ En travée :

$$e \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

### III-C-1-5) Calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 11.22 \text{ KN.m}$$

✓ calcul des moments :

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 11.22 \times \frac{4.00^2}{8} = 22.44 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_{ap} = -0.3 \times 22.44 = -6.732 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 22.44 = 19.074 \text{ KN.m}$$

• Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{11.22 \times 4.00}{2} = 22.44 \text{ KN}$$

### III-C-1-6) vérification à l'ELS :

✓ Etat limite de résistance de béton à la compression (Art A.4.5.2/BAEL 99) :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

---

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335 \rightarrow \beta_1 = 0.908 ; K_1 = 39.65$$

$$\sigma_s = \frac{6.732 \times 10^6}{0.908 \times 280 \times 2.35 \times 10^2} = 112.676 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 112.676 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{112.676}{39.65} = 2.842 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.842 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484 \rightarrow \beta_1 = 0.894 ; K_1 = 32.395$$

$$\sigma_s = \frac{19.074 \times 10^6}{0.894 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 224.774 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 224.774 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{224.774}{32.395} = 6.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.94 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 112.676 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

### ✓ Vérification de la flèche :

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{400} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.075 > 0.062 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{30}{400} = 0.075 < \frac{19.074}{10 \times 22.44} = 0.085 \rightarrow \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \rightarrow \text{CV}$$

La deuxième condition n'a pas été vérifiée donc il faut vérifier la flèche.

### ➤ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

$f$ : La flèche admissible

$E_v$ : Module de déformation différée :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$I$ : Moment d'inertie totale de la section homogène.

### - Calcul des paramètres :

$$s_{xx} = \left( \frac{bh^2}{2} \right) + 15 A_t d$$

$$s_{xx} = \left( \frac{25 \times 30^2}{2} \right) + 15 \times 3.39 \times 28 = 12673.8 \text{ cm}^3$$

$$s_{xx} = 12673.8 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$B_0 = 25 \times 30 + 15 \times 3.39 = 800.85 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 800.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{s_{xx}}{B_0} = \frac{12673.8}{800.85} = 15.825 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15.825 = 14.175 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{25}{3} \times (15.825^3 + 14.175^3) + 15 \times 3.39 \times (14.175 - 2)^2 = 97323.535 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 97323.535 \text{ cm}^4$$

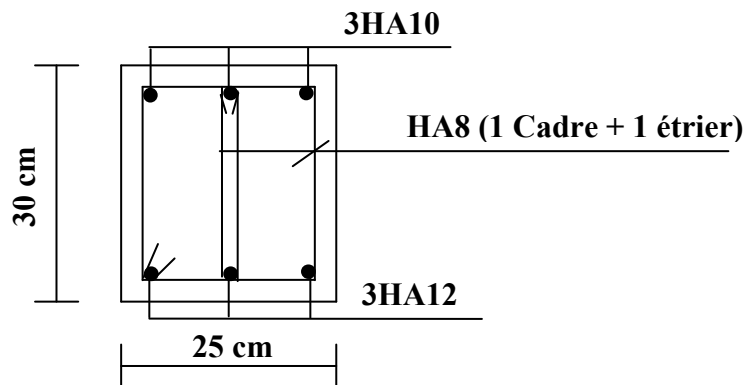
$$f = \frac{19.074 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818,865 \times 97323.535 \times 10^4} = 2.9 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$$f = 2.9 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad CV$$

Donc la flèche est vérifiée.

✓ **Conclusion :**

On opte pour le ferrailage trouvé à l'ELU.



**Fig : III-C-1-5 Ferrailage de la poutre de chainage**

### III-C-2) Balcon on dalle pleine :

Le balcon est calculé telle une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Soumis à des charges permanentes  $G$ , au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

- largeur  $L = 1.60 \text{ m}$  ;
- longueur  $l = 3.20 \text{ m}$  ;
- un garde de corps de hauteur  $h = 1 \text{ m}$  en brique pleine de  $10 \text{ cm}$  d'épaisseur

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de  $1 \text{ m}$  de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

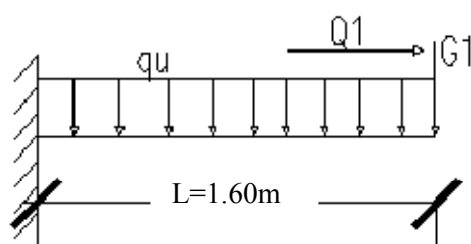


Fig : III-C-2-1 : schéma statique du balcon

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :  $e \geq \frac{L}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$

Soit  $e = 20 \text{ cm}$

#### ❖ Détermination des charges et surcharges :

##### a) Charges permanentes :

Poids propre de la dalle :  $25 \times 0.2 \times 1 \text{ m} = 5 \text{ KN/m}$

Poids propre des revêtements :

- Carrelage :  $0.02 \times 22 \times 1 \text{ m} = 0.44 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose  $0.02 \times 20 \times 1 \text{ m} = 0.4 \text{ KN/m}$
- Couche de sable :  $18 \times 0.02 \times 1 \text{ m} = 0.36 \text{ KN/m}$

---

$$G = 6.20 \text{ KN/m}$$

### b) Charges concentrée :

Poids propre de garde corps :

- Murs en briques creuses :  $9 \times 0.1 \times 1\text{m} = \mathbf{0.9\text{KN/m}}$
- Enduit en mortier de ciment :  $18 \times 2 \times 0.02 \times 1\text{m} = \mathbf{0.72\text{KN/m}}$

---

$$\mathbf{G_1=1.62\text{KN/m}}$$

### c) Surcharge d'exploitation:

$Q= 3.5 \text{ KN/ml}$  (DTR B.C.2.2) (surcharges du balcon)

### d) Combinaisons de charges :

#### ➤ L'ELU :

- Dalle :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) = \mathbf{13.62 \text{ KN/m}}$$

- Garde corps :

$$P_u = 1.35 \times G_1 = \mathbf{2.19\text{KN/m}}$$

#### ➤ L'ELS :

- Dalle :

$$q_s = G + Q = \mathbf{9.7\text{KN/m}}$$

- Garde corps :

$$P_s = G_1 = \mathbf{1.62\text{KN/m}}$$

### III-C-2-1) Calcul a L'ELU :

#### ❖ Calcul des moments :

Les moments provoqués par la charge  $P_u$  :

$$M_{P_u} = -P_u \times L = -2.19 \times 1.60 = \mathbf{-3.504 \text{ KN/m}}$$

Les moments provoqués par la charge  $q_u$  :

$$M_{q_u} = -\frac{q l^2}{2} = -\frac{13.62 \times 1.60^2}{2} = \mathbf{-17.434\text{KN/m}}$$

❖ **Le moment total :**

$$M_u = M_{Pu} + M_{qu} = -20.938 \text{ KN/m}$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendue.

### III-C-2-2) Ferrailage :

• **Armatures principales :**

On a:  $M_u = -20.938 \text{ KN/m}$   $C = 3 \text{ cm}$  (enrobage)

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.938}{100(17)^2 14.2} = 0.051$$

$$\mu_u = 0.051 \leq 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.051 \longrightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.938}{0.973 \times 0.17 \times 348 \times 10^3} = 3.64 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.64 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2$  Avec un espacement:  $St = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 3.92 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $St = 25 \text{ cm}$

### III-C-2-3) Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91) :**

$$A_{st} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

✓ **vérification au cisaillement :**

On considère la fissuration comme non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant maximal

$$V_u = q_u \times l + p_u = 13.62 \times 1.60 + 2.19 = 23.982 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23.982 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.141 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \right\} = \min \{ 2.5, 4 \} \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.141 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **vérification de la contrainte d'adhérences :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec: } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les acies HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec } u_i: \text{ périmètre des barres}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.982 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 157} = 0.998 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.998 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Longueur du scellement droit : (Art A.6.6, 22 / BAEL91) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

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

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.3 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L_s = 36 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4 \times L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm}$$

✓ **Ecartement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$S_t < \min(4h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

- **Armature de répartitions :**

$$S_t < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

### III-C-2-4) Vérification à l'ELS :

❖ **Combinaisons de charges :**

- **Dalle :**

$$q_s = G + Q = 9.7 \text{ KN/m}$$

- **Garde corps :**

$$P_s = G_1 = 1.62 \text{ KN/m}$$

❖ **Calcul des moments :**

Les moments provoqués par la charge  $P_s$  :

$$M_{PS} = -P_s \times L = -1.62 \times 1.60 = -2.592 \text{ KN/m}$$

Les moments provoqués par la charge  $q_s$  :

$$M_{q_s} = -\frac{ql^2}{2} = -\frac{9.7 \times 1.60^2}{2} = -12.416 \text{ KN/m}$$

❖ **Le moment total :**

$$M_s = M_{p_s} + M_{q_s} = -15.01 \text{ KN/m}$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendue.

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

Il est inutile de vérifier la contrainte de béton si l'intégralité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\mu_u = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.01}{100(17)^2 14.2} = 0.036$$

$$\mu_u = 0.036 \longrightarrow \alpha = 0.075$$

$$\gamma = M_u / M_s = 20.938 / 15.01 = 1.395$$

$$\alpha = 0.075 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \rightarrow CV$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

✓ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ \frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$

$$\frac{20}{160} = 0.125 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \mathbf{CV}$$

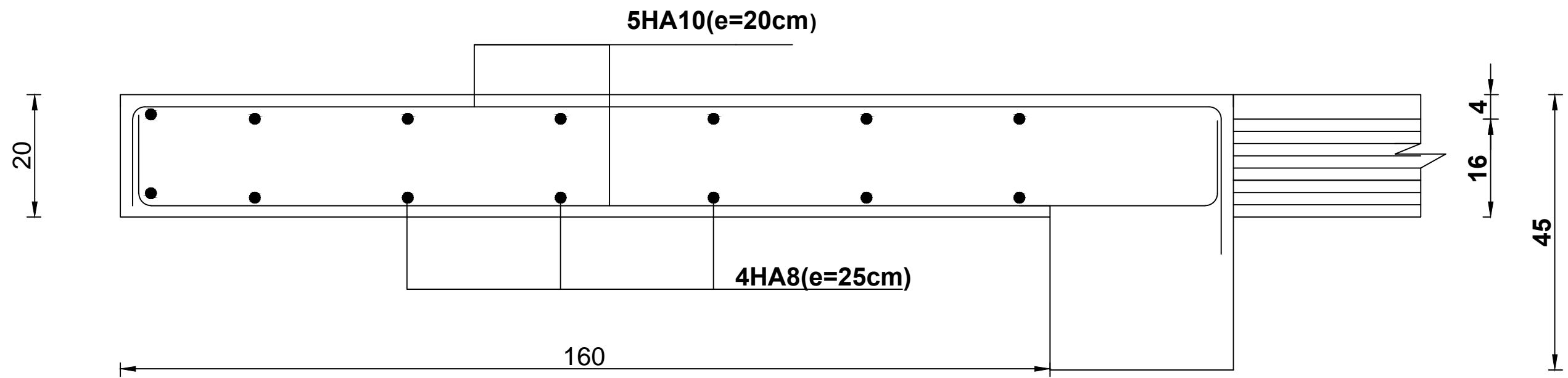
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{15 M_0}$

$$\frac{20}{160} = 0.125 \geq \frac{15.01}{15 \times 9.524} = 0.105 \rightarrow \mathbf{CV}$$

- $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

$$\frac{5.65}{17 \times 100} = 0.003 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \mathbf{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche



ferraillage du balcon en dalle pleine

### III-D) Les escaliers

#### III-D-1) Introduction :

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 :

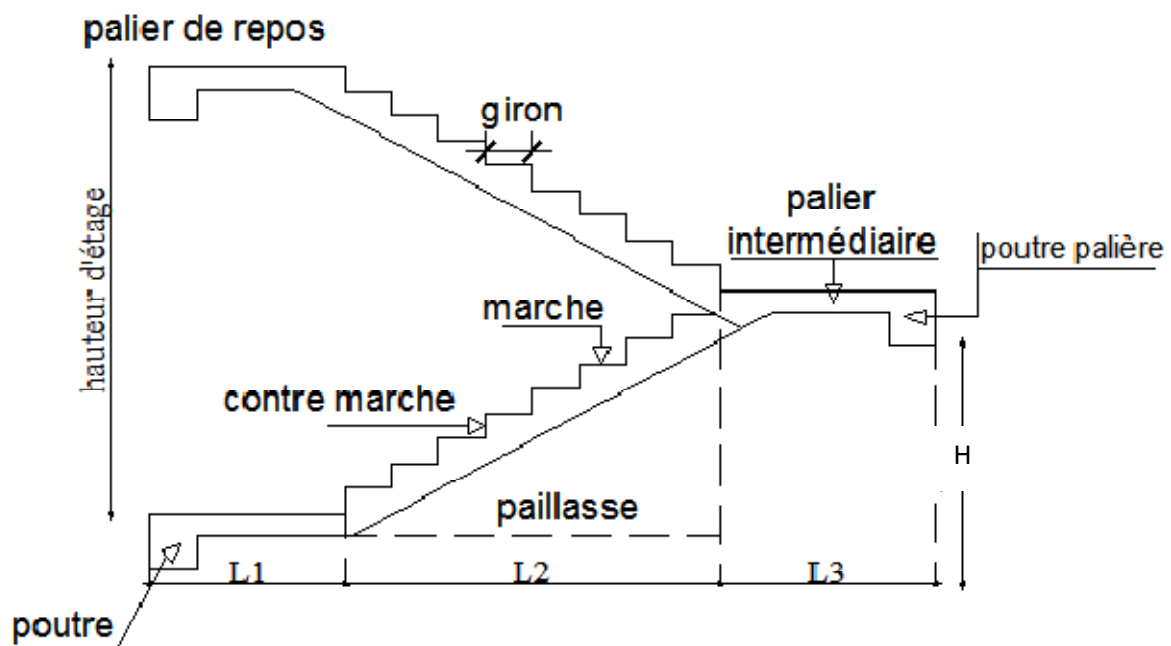


Fig : III-D-1 : coupe verticale d'un escalier

- $g$  : giron (largeur des marches)
- $h$  : Hauteur des marches
- $E$  : Emmarchement
- $H$  : hauteur de la volée
- $e_p$  : épaisseur de la paillasse et du palier
- $L_1$  : longueur du palier de départ
- $L_2$  : longueur projeté de la volée.
- $L_3$  : longueur du palier d'arrivée

-**La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie... etc.

-**La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

-**La hauteur de la contre marche  $h$**  : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes  $15\text{ cm} \leq h \leq 17\text{ cm}$

-**Le giron  $g$**  : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est :

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

-**Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

-**Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

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

$n$  : nombre de contre marches.

$m$  : nombre de marches.

$e_p$ : épaisseur de la paillasse.

L'escalier de notre immeuble est de type balancé pour tous les niveaux ; il est composé de trois (03) volées droites et de deux paliers intermédiaires.

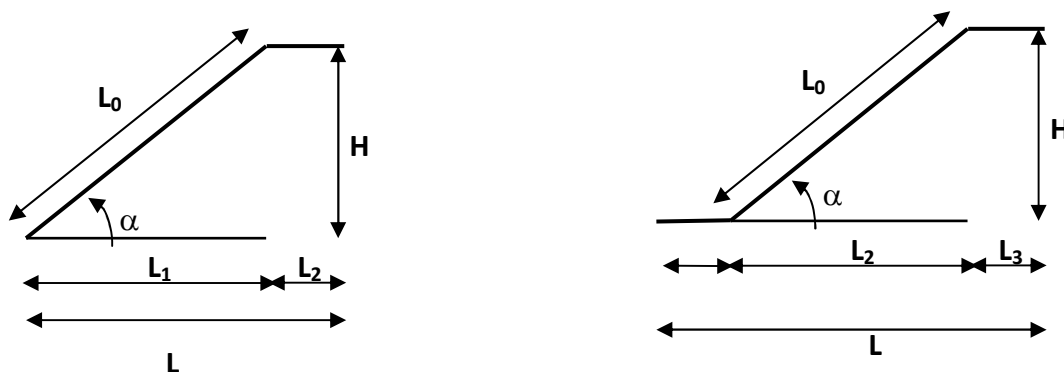
Et on a un emmarchement de  $l=1.30\text{ m} \geq 1.20\text{ m}$

### III-D-2) Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminée a partir de la formule de BLONDEL qui donne la proportion agréable entre la hauteur ( $h$ ) des marches et la valeur du giron ( $g$ ) a formule suivante :

$h$  : est le plus courant ( $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$ ).

$g$  : est le plus courant ( $59\text{ cm} \leq 2h+g \leq 66\text{ cm}$ ).



Volée 1 et 3

Fig : III-D-2 Schéma statique

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

---

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches :  $h=17\text{cm}$ .

✓ **Nombre de contre marches :**

Le nombre de contre marches est :  $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$

$n = 5$  contre marches pour volée 1 et 3

$n = 8$  contre marches pour la volée 2

✓ **Nombre de marche :**

Le nombre de marche pris pour la volée 1 et 3 égale à  $m = n-1 = 5-1 = 4$  marches

Le nombre de marche pris pour la volée 2 égale à  $m = n-1 = 8-1 = 7$  marches

✓ **calcul du giron :**

D'après la loi de BLONDEL :  $25\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$ .

On prend :  $g = 30\text{cm}$

✓ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 59\text{cm} \leq 30 + 2(17) \leq 66\text{cm} \\ 59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \end{array} \right\} \text{ CV}$$

✓ **Dimensionnement de la pailasse :**

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

❖ **Volée 1 et 3 :**

➤ **Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg } a = \frac{H}{L_1}$$

$$\text{tg } a = \frac{H}{L_1} = \frac{0.85}{1.5} = 0.567 \rightarrow a = 29.54^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos a}$$

$$L_0 = \frac{1.50}{\cos 29.54} = 1.72m$$

$$L_2 = 1.28 \text{ m}$$

➤ **Longueur réelle de la paille :**

$$L' = L_0 + L_2$$

$$L' = 1.72 + 1.28 = 3m$$

$$\frac{300}{30} \leq e_p \leq \frac{300}{20} \rightarrow 10cm \leq e_p \leq 15cm$$

On opte pour une paille d'épaisseur :  $e_p = 15 \text{ cm}$

❖ **Volée 2 :**

➤ **Angle d'inclinaison :**

$$\operatorname{tg} a = \frac{H}{L_2}$$

$$\operatorname{tg} a = \frac{H}{L_2} = \frac{1.36}{2.40} = 0.567 \rightarrow a = 29.54^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_2}{\cos a}$$

$$L_0 = \frac{2.40}{\cos 29.54} = 2.76m$$

$$L_1 = 1.4 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_3 = 1.10m$$

➤ **Longueur réelle de la paille :**

$$L' = L_1 + L_0 + L_2$$

$$L' = 2.76 + 1.4 + 1.10 = 5.22m$$

$$\frac{522}{30} \leq e_p \leq \frac{522}{20} \rightarrow 17.4cm \leq e_p \leq 26.1cm$$

On opte pour une paille d'épaisseur :  $e_p = 20 \text{ cm}$

### Remarque :

Nous adopterons une épaisseur de paillasse identique pour toutes les volées et tout les niveaux qui est égale à  $e_p=20\text{cm}$ .

### III-D-3) Détermination des charges et surcharges :

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

#### ✓ Charges permanentes :

##### ➤ Palier :

Désignation	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	G (KN/ml)
<b>Enduit ciment</b>	0.02	18	0.36
<b>Carrelage</b>	0.02	22	0.44
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	0.40
<b>Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>Dalle en béton</b>	0.2	25	5
<b><math>G_p \text{ total} = 6.56 \text{ KN/ml}</math></b>			

**Tableau III-D-1 Charges permanentes du palier.**

##### ➤ Volée:

Désignation	Epaisseur	$\rho(KN/m^3)$	G (KN/ml)
<b>Enduit ciment</b>	0.02	18	0.36
<b>Carrelage</b>	0.02	22	0.44
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	0.40
<b>Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>Marches</b>	$0.17 / 2 = 0.085$	25	2.125
<b>Garde du corps</b>	10	/	0.2
<b>Paillasse</b>	$\frac{e_p}{\cos a} = \left( \frac{0.2}{\cos 29.54} \right) = 0.23$	25	5.75
<b><math>G_v \text{ total} = 9.635 \text{ KN/ml}</math></b>			

**Tableau III-D-2 Charges permanentes de la volée.**

✓ **Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR BC22** est :

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

✓ **Combinaisons de charges et surcharges :**

❖ **Calcul à l'ELU :**

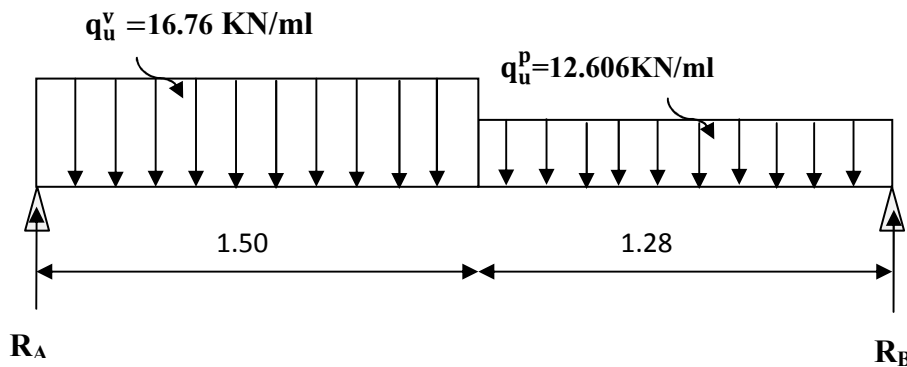
-Palier :  $q_u^p = 1.35 G_p + 1.5Q = 1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5 = 12.606 \text{ KN/ml}$

-Volée :  $q_u^v = 1.35 G_v + 1.5Q = 1.35 \times 9.635 + 1.5 \times 2.5 = 16.76 \text{ KN/ml}$

✓ **Etude des paliasses 1 et 3 :**

➤ **Calcul des efforts internes :**

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



**Fig : III-D-3) Schéma statique des escaliers sous charges  $q_u^v$ ,  $q_u^p$ .**

**Réactions d'appuis :**

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 16.76 \times 1.5 + 12.606 \times 1.28 = 41.27 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \rightarrow 12.606 \times 1.28 \left( \frac{1.28}{2} \right) + 16.76 \times 1.5 \left( 1.28 + \frac{1.5}{2} \right) - 2.78 \times R_A = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 22.07 \text{ KN} \\ R_B = 19.2 \text{ KN} \end{array} \right.$$

### ➤ Calcul des Effort tranchant et moment fléchissant :

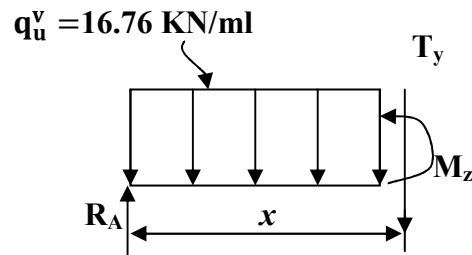
Pour tenir compte des semis encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de  $0.85$  et  $0.3$  pour le moment  $M_{\max}$  en travée et en appuis respectivement.

-Moments en travée :  $M_{\text{travée}} = 0.85 \times M_0$ .

-Moments aux appuis :  $M_{\text{app}} = -0.3 \times M_0$ .

. Calcul de  $M_0$  :

. 1<sup>er</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$  :



• Efforts tranchants :

$$\sum \frac{F}{Y} = 0 \rightarrow R_A - 16.76 X - T_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 16.76X$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow T_Y = 22.07\text{KN} \\ X = 1.5\text{m} & \rightarrow T_Y = -3.07\text{KN} \end{cases}$$

• Moment fléchissant :

$$\sum \frac{M}{G} = 0 \rightarrow M_Z = 22.07X - 16.76 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0\text{KN.m} \\ X = 1.5\text{m} & \rightarrow M_Z = 14.25 \text{KN.m} \end{cases}$$

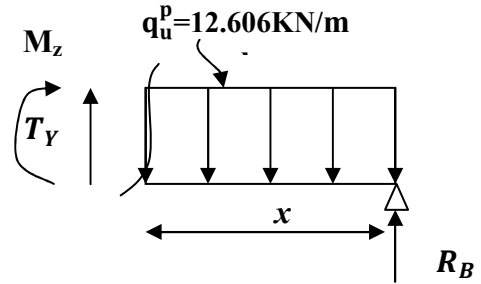
- 2<sup>eme</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 1.28 \text{ m}$

• Efforts tranchants :

$$\sum \frac{F}{Y} = 0 \rightarrow R_B - 12.606 X + T_Y = 0$$

$$T_Y = 12.606X - R_B$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow T_Y = -19.2 \text{ KN} \\ X = 1.28 \text{ m} & \rightarrow T_Y = -3.06 \text{ KN} \end{cases}$$



• Moment fléchissant :

$$\sum \frac{M}{G} = 0 \rightarrow M_Z = 19.2X - 12.606 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.58 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 14.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moment maximum:

$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M^{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -16.76x + 22.07 = 0 \rightarrow x = 1.32 \text{ m}$$

$$M_Z = 22.07 \times 1.32 - 16.76 \frac{1.32^2}{2} = 14.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav} = 0.85 \times 14.53 = 12.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = -0.3 \times 14.53 = -4.36 \text{ KN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

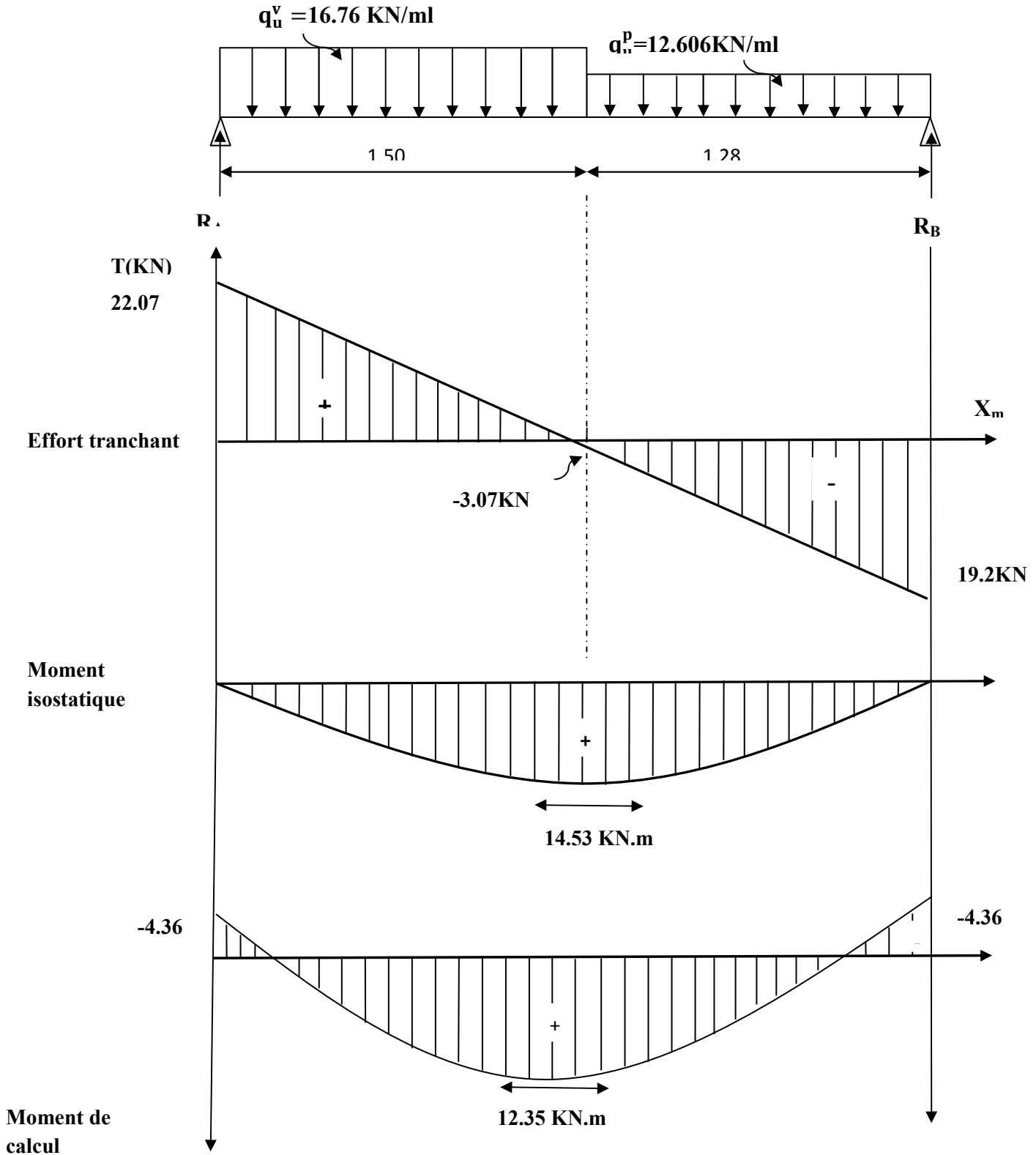


Fig :III-D-4 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.

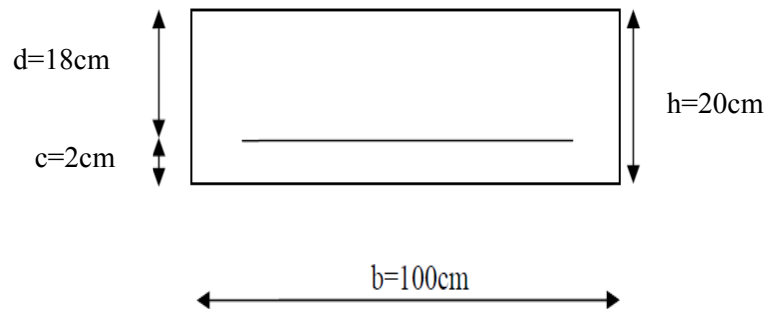
### III-D-4) Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de **(1m)** et d'épaisseur  **$e_p=20\text{cm}$** , en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}.$$

$$h = d + c = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d = h - c$$



✓ **En travée :**

$$M_u^t = 12.35 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures principales :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.50} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{12.35 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.027 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.027 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{12.35 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 2.00 \text{ cm}^2$$

**$A_t = 2.00 \text{ cm}^2$**  Soit **4 HA 12** ( $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement **St = 25 cm**

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

$$A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$A_{r=} = 1.13 \text{ cm}^2$  Soit **4 HA 8** ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

✓ Aux appuis :

➤ Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.36 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.009 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.009 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.36 \times 10^3}{0.995 \times 18 \times 348} = 0.7 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0.667 \text{ cm}^2$  Soit **4 HA 10** ( $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4}$$

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$A_r = 0.79 \text{ cm}^2$  Soit **4 HA 8** ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### III-D-5) Les vérifications à l'ELU :

✓ Vérification de la non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

➤ En travée :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.173 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 4.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ aux appuis :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

✓ Espacement des barres :

➤ Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{En appuis } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{En travée } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq \min(3h; 33) \text{ cm} = \min(60; 33) = 33 \text{ cm} \rightarrow CV$$

➤ Armatures de répartitions :

$$\left. \begin{array}{l} \text{En appuis } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{En travée } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq \min(4h; 45) \text{ cm} = \min(80; 45) = 45 \text{ cm} \rightarrow CV$$

✓ Vérification à l'effort tranchant - contrainte de cisaillement : (Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

**T<sub>u</sub>** : effort tranchant maximal.

$$T_u = 22.07 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{22.07}{1000 \times 180} = 0.123 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\tau_u = 0.123 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :

$$T_u^{max} \leq 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times 1 \times 0.9 \times 0.18 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 22.07 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \rightarrow CV$$

✓ Influence de l'effort tranchant sur les armatures: (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u^{max} + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 22.07 + \frac{-4.36 \times 10^3}{0.9 \times 18} \right) = -0.71 \text{ cm}^2 < 0$$

Finalement on constate que l'effort tranchant  $T_u^{max}$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum u_i} \text{ avec } u_i \text{ périmètre utile des aciers}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72$$

$$\tau_{se} = \frac{22.07 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = 0.9 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0.9 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Longueur de scellement : (Art 6.1.23 / BAEL 99) :**

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

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.273 \text{ cm} \rightarrow L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

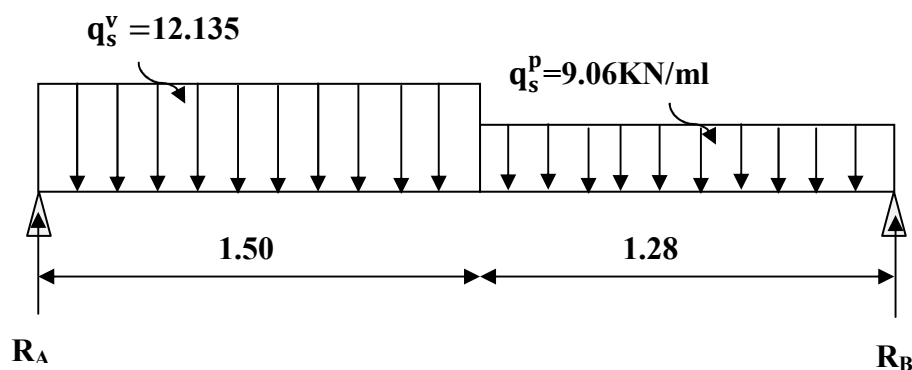
❖ **Calcul à l'ELS :**

-Palier :  $q_s^p = G_p + Q = 6.56 + 2.5 = 9.06 \text{ KN/ml}$

-Volée :  $q_s^v = G_v + Q = 9.635 + 2.5 = 12.135 \text{ KN/ml}$

✓ **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.



**Fig :III-D-5 Schéma statique des escaliers sous charges  $q_s^v, q_s^p$ .**

- Réactions d'appuis :

$$\sum \frac{\mathbf{F}}{\mathbf{Y}} = \mathbf{0} \rightarrow \mathbf{R}_A + \mathbf{R}_B = 12.135 \times 1.50 + 9.06 \times 1.28 = 29.8 \text{KN}$$

$$\sum \frac{\mathbf{M}}{\mathbf{Y}} = \mathbf{0} \rightarrow 9.06 \times 1.28 \left( \frac{1.28}{2} \right) + 12.135 \times 1.5 \left( 1.28 + \frac{1.5}{2} \right) - 2.78 \times \mathbf{R}_A = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{R}_A = 15.96 \text{KN} \\ \mathbf{R}_B = 13.84 \text{KN} \end{array} \right.$$

✓ Effort tranchant et moment fléchissant :

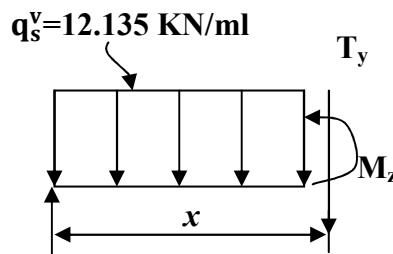
Pour tenir compte des semis encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment  $M_{\max}$  en travée et en appuis respectivement.

-Moments en travée :  $M_{\text{travée}} = 0.85 \times M_0$ .

-Moments aux appuis :  $M_{\text{app}} = -0.3 \times M_0$ .

-Calcul de  $M_0$  :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.5 \text{m}$  :



• Efforts tranchants :

$$\sum \frac{\mathbf{F}}{\mathbf{Y}} = \mathbf{0} \rightarrow \mathbf{R}_A - 12.135 X - \mathbf{T}_Y = 0$$

$$\mathbf{T}_Y = \mathbf{R}_A - 12.135X$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mathbf{X} = 0 & \rightarrow \mathbf{T}_Y = 15.96 \text{KN} \\ \mathbf{X} = 1.5 \text{m} & \rightarrow \mathbf{T}_Y = -2.24 \text{KN} \end{array} \right.$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 15.96 X - 12.135 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.5 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 10.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**-2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.28 \text{ m}$**

- **Efforts tranchants :**

$$\sum \frac{F}{G} = 0 \rightarrow R_B - 9.06 X + T_Y = 0$$

$$T_Y = 9.06 X - R_B$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow T_Y = -13.84 \text{ KN} \\ X = 1.28 \text{ m} & \rightarrow T_Y = -2.24 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 13.84 X - 9.06 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.28 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 10.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment maximum:**

$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M^{max}$$

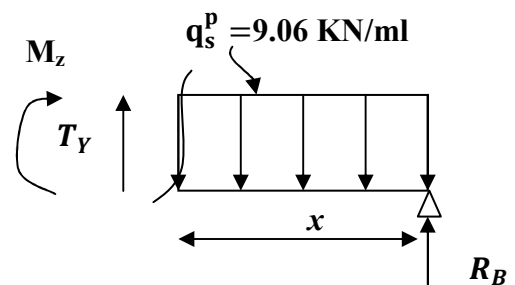
$$T_Y = 0 \rightarrow -12.135 x + 15.96 = 0 \rightarrow x = 1.32 \text{ m}$$

$$M_Z = 15.96 \times 1.32 - 12.135 \times \frac{1.32^2}{2} = 10.50 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = M_Z = 10.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav} = 0.85 \times 10.5 = 8.925 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = -0.3 \times 10.5 = -3.15 \text{ KN.m}$$



✓ Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

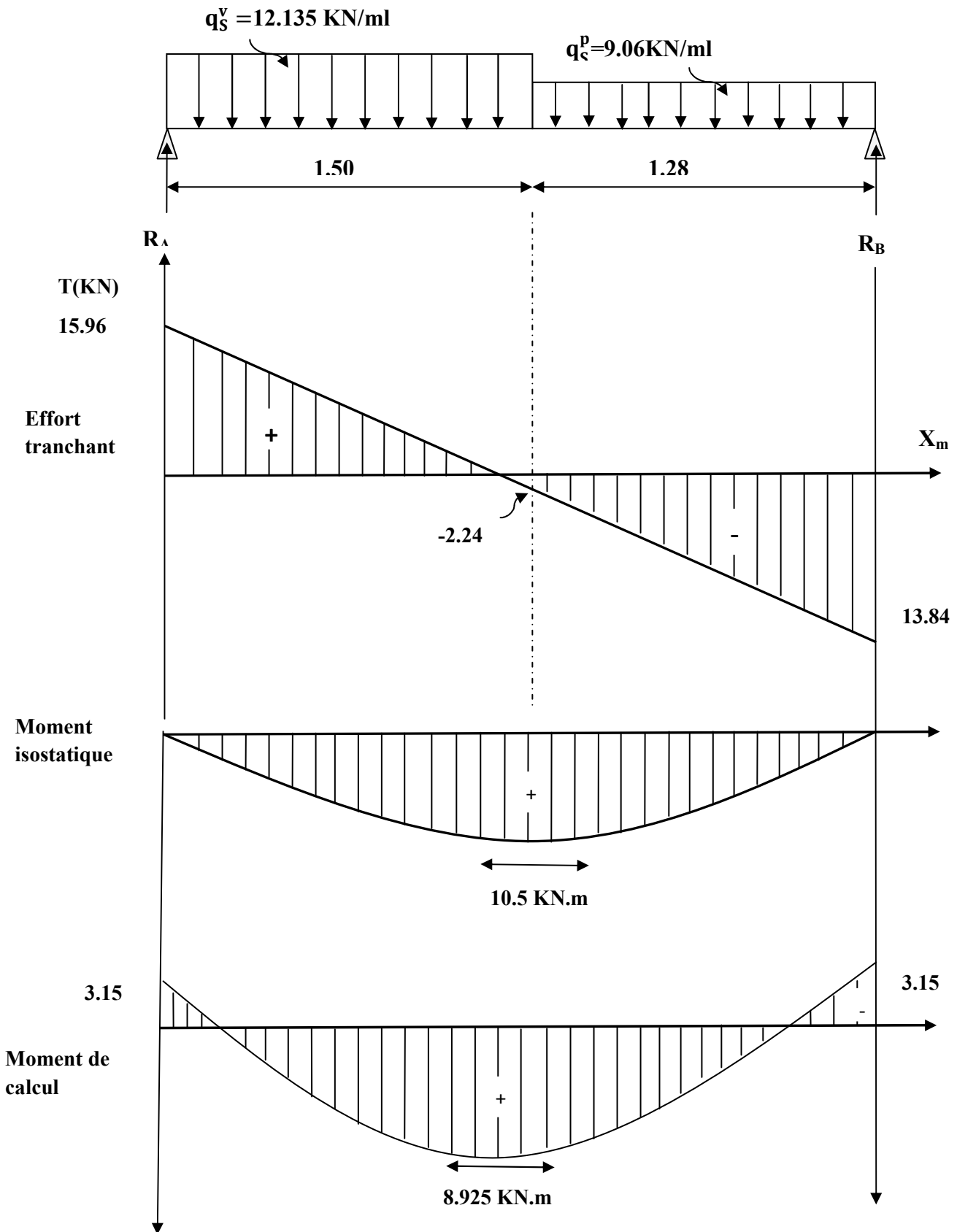


Fig :III-D-6) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS.

### III-D-6) Vérification à l'ELS :

- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2/ BAEL 99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

- ✓ **Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art A.4.5.2/BAEL 99)**

On doit vérifier que :

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

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd}$$

➤ **Sur appuis :**

- **Dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \Rightarrow \beta_1 = 0.932 ; K_1 = 58.53$$

$$\sigma_s = \frac{3.15 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 59.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 59.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

-**Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{59.8}{58.53} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.02 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

➤ **En travée :**

**-Dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0.920 ; K_1 = 47.5$$

$$\sigma_s = \frac{8.925 \times 10^6}{0.920 \times 180 \times 4.52 \times 10^2} = 119.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 119.24 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{119.24}{47.5} = 2.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.51 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

**h** : hauteur totale (20 cm).

**L** : portée entre nus d'appuis (L = 2.78 m).

**M<sub>t</sub>** : moment max en travée (M<sub>t</sub> = 8.925 KN.m).

**M<sub>0</sub>** : valeur max du moment isostatique (M<sub>0</sub> = 10.5 KN.m).

**A** : section des armatures.

**d** : hauteur utile de la section droite. (18 cm).

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{278} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.072 \geq 0.062 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{h}{l} = 0.072 \leq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.085 \rightarrow \mathbf{CNV}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

$f$ : La flèche admissible

$E_v$ : Module de déformation différée :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$I$ : Moment d'inertie totale de la section homogène.

- **Calcul des paramètres :**

$$s_{xx} = \left( \frac{bh^2}{2} \right) + 15 A_t d$$

$$s_{xx} = \left( \frac{100 \times 20^2}{2} \right) + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$s_{xx} = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 4.52 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{s_{xx}}{B_0} = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.262 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.262 = 9.738 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (10.262^3 + 9.738^3) + 15 \times 4.52 \times (9.738 - 2)^2 = 70863.59 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 70863.59 \text{cm}^4$$

$$f = \frac{8.925 \times 10^6 \times (2780)^2}{10 \times 10818,865 \times 70863.59 \times 10^4} = 0.9 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{2780}{500} = 5.56 \text{ mm}$$

$$f = 0.9 \text{ mm} < \bar{f} = 5.56 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

Donc la flèche est vérifiée.

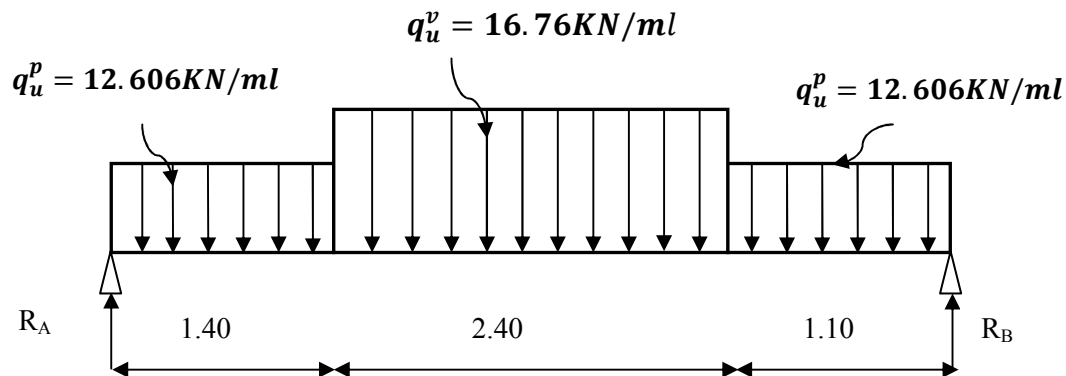
✓ **Conclusion :**

On opte pour le ferrailage trouvé à l'ELU.

✓ **Etude de la palliase 2 :**

➤ **Calcul des efforts internes :**

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



**Fig : III-D-7) Schéma statique des escaliers sous charges  $q_u^v, q_u^p$ .**

- **Réactions d'appuis :**

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 16.76 \times 2.40 + (12.606 \times 1.40) + (12.606 \times 1.1) = 71.74 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 12.606 \times 1.4 \left( \frac{1.4}{2} \right) + 16.76 \times 2.4 \left( 1.4 + \frac{2.4}{2} \right) + 12.606 \times 1.1 \left( 3.8 + \frac{1.1}{2} \right) - 4.9 \times R_A = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 36.175 \text{ kN} \\ R_B = 35.565 \text{ kN} \end{array} \right.$$

### ➤ Calcul des Effort tranchant et moment fléchissant :

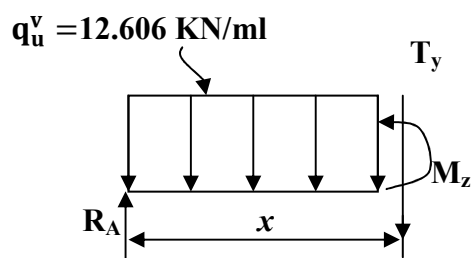
Pour tenir compte des semis encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de  $0.85$  et  $0.3$  pour le moment  $M_{\max}$  en travée et en appuis respectivement.

-Moments en travée :  $M_{\text{travée}} = 0.85 \times M_0$ .

-Moments aux appuis :  $M_{\text{app}} = -0.3 \times M_0$ .

#### . Calcul de $M_0$ :

#### . 1<sup>er</sup> tronçon $0 \leq x \leq 1.4\text{m}$ :



#### • Efforts tranchants :

$$\sum \frac{F}{Y} = 0 \rightarrow R_A - 12.606 X - T_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 12.606X$$

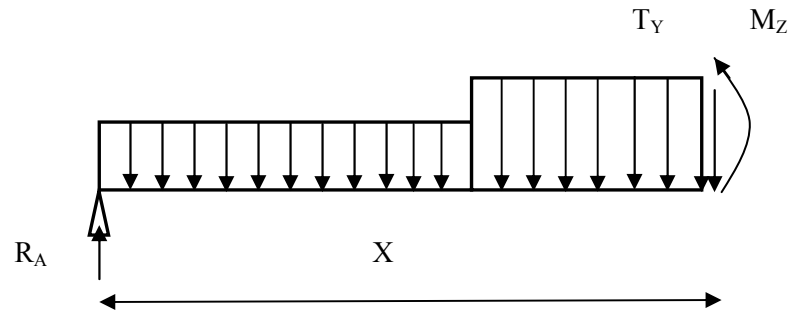
$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow T_Y = 36.175\text{KN} \\ X = 1.4\text{m} & \rightarrow T_Y = 18.53\text{KN} \end{cases}$$

#### • Moment fléchissant :

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 36.175X - 12.606 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0\text{KN.m} \\ X = 1.4\text{m} & \rightarrow M_Z = 38.3\text{KN.m} \end{cases}$$

- 2<sup>eme</sup> tronçon  $1.4 \leq x \leq 3.8m$



• Efforts tranchants :

$$T_Y = -12.606 \times 1.4 - 16.76(x - 1.4) + 36.175$$

$$\begin{cases} X = 1.40m & \rightarrow T_Y = 18.3KN \\ X = 3.80m & \rightarrow T_Y = -21.7KN \end{cases}$$

• Moment fléchissant :

$$M_Z = 36.175X - 16.76 \frac{(X - 1.4)^2}{2} - 12.606 \times 1.4 \left( X - \frac{1.4}{2} \right)$$

$$\begin{cases} X = 1.4 & \rightarrow M_Z = 38.3KN.m \\ X = 3.8m & \rightarrow M_Z = 34.49KN.m \end{cases}$$

• Moment maximum:

$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M^{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -16.76x + 36.175 = 0 \rightarrow x = 2.16 m$$

$$M_Z = 36.175 \times 2.16 - 16.76 \frac{2.16^2}{2} = 39.04 KN.m$$

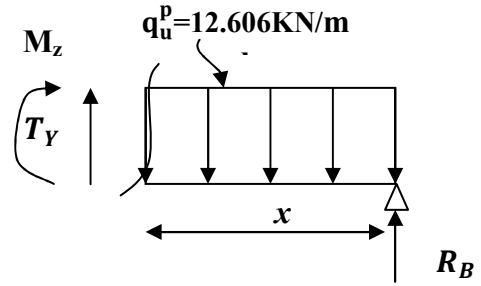
- 3<sup>eme</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 1.10 \text{ m}$

• Efforts tranchants :

$$\sum \frac{\mathbf{F}}{\mathbf{Y}} = \mathbf{0} \rightarrow R_B - 12.606 X + T_Y = 0$$

$$T_Y = 12.606X - R_B$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \rightarrow \quad T_Y = -35.565 \text{KN} \\ X = 1.10\text{m} \quad \rightarrow \quad T_Y = -21.7 \text{KN} \end{array} \right.$$



• Moment fléchissant :

$$\sum \mathbf{M}/\mathbf{G} = \mathbf{0} \rightarrow M_Z = 35.565X - 12.606 \frac{X^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \rightarrow \quad M_Z = 0 \text{KN.m} \\ X = 1.10\text{m} \quad \rightarrow \quad M_Z = 31.49 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{trav} = 0.85 \times 39.04 = 33.184 \text{KN.m}$$

$$M_{app} = -0.3 \times 39.04 = -11.712 \text{KN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

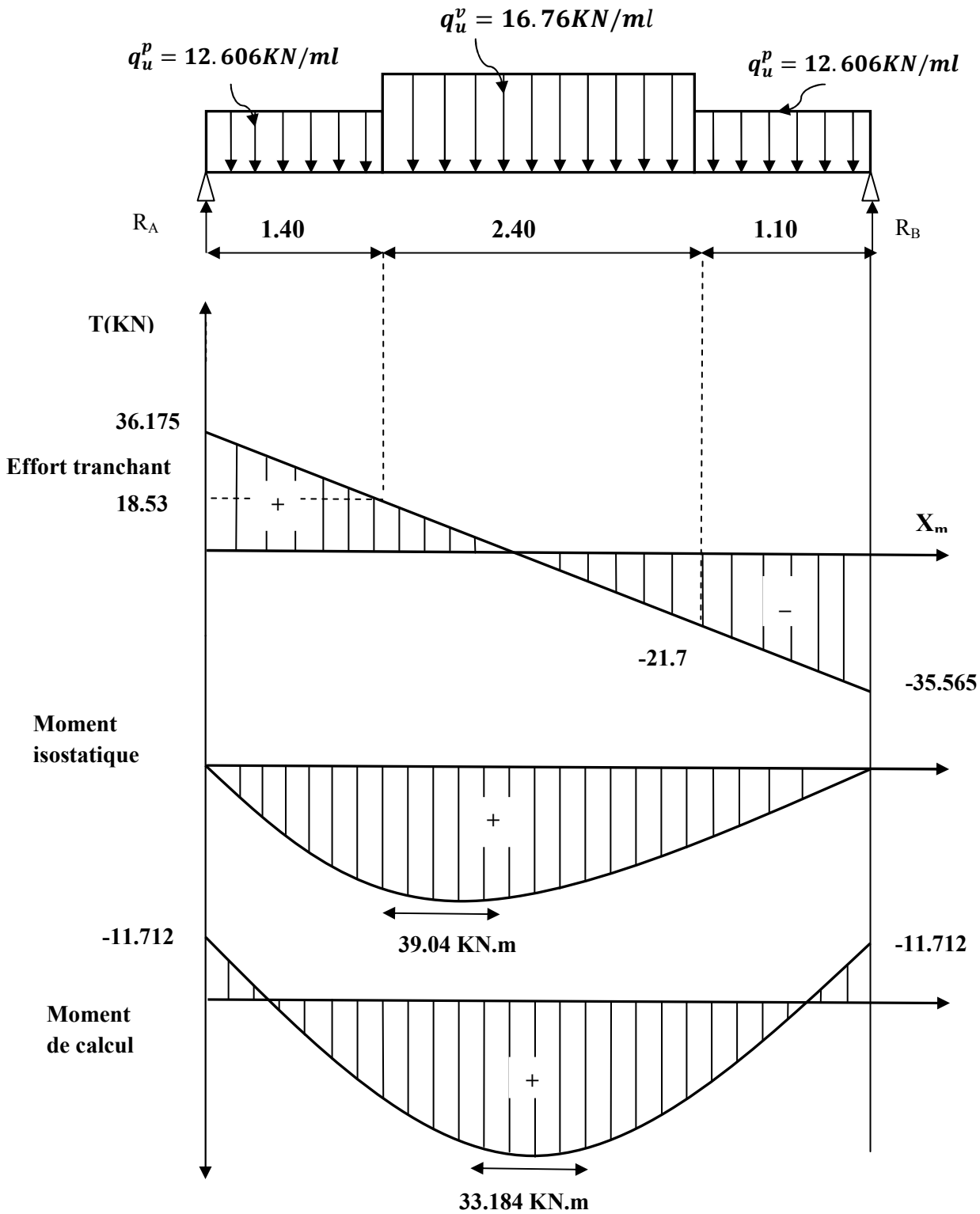


Fig :III-D-8) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.

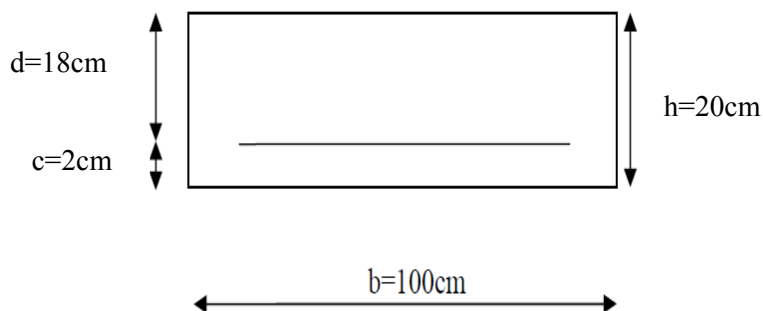
### III-D-7) Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de **(1m)** et d'épaisseur **e<sub>p</sub>=20cm**, en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}.$$

$$h = d + c = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d = h - c$$



✓ **En travée :**

$$M_u^t = 33.184 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures principales :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.50} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{33.184 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0721 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.0721 \rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{33.184 \times 10^3}{0.963 \times 18 \times 348} = 5.5 \text{ cm}^2$$

**A<sub>t</sub> = 5.5 cm<sup>2</sup>** Soit **5HA 12** (A<sub>t</sub>= 5.65cm<sup>2</sup>) avec un espacement **St = 20 cm**

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

$$A_r = \frac{5.65}{4} = 1.42 \text{ cm}^2$$

**A<sub>r</sub> = 1.42 cm<sup>2</sup>** Soit **4 HA 8** (A<sub>r</sub> = 2.01 cm<sup>2</sup>) avec un espacement **St = 25 cm**.

✓ **Aux appuis :**

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.712 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0254 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.0254 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.712 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

**A<sub>a</sub> = 1.89 cm<sup>2</sup>** Soit **4 HA 10** (A<sub>a</sub> = 3.14 cm<sup>2</sup>) avec un espacement **St = 25 cm**

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4}$$

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

**A<sub>r</sub> = 0.79 cm<sup>2</sup>** Soit **4 HA 8** (A<sub>r</sub> = 2.01 cm<sup>2</sup>) avec un espacement **St = 25 cm**.

### III-D-8 ) Les vérifications à l'ELU :

✓ **Vérification de la non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]**

➤ **En travée :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

➤ aux appuis :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

✓ Espacement des barres :

➤ Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{En appuis } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{En travée } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq \min(3h; 33) \text{ cm} = \min(60; 33) = 33 \text{ cm} \rightarrow CV$$

➤ Armatures de répartitions :

$$\left. \begin{array}{l} \text{En appuis } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{En travée } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq \min(4h; 45) \text{ cm} = \min(80; 45) = 45 \text{ cm} \rightarrow CV$$

✓ Vérification à l'effort tranchant - contrainte de cisaillement :(Art A 5.1, 2/BAEL 91modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

**T<sub>u</sub>** : effort tranchant maximal.

$$T_u = 36.175 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{36.175}{1000 \times 180} = 0.201 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\tau_u = 0.201 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

---

✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :

$$T_u^{max} \leq 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times 1 \times 0.9 \times 0.18 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 36.175 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

✓ Influence de l'effort tranchant sur les armatures: (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u^{max} + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 36.175 + \frac{-11.712 \times 10^3}{0.9 \times 18} \right) = -1.97 \text{ cm}^2 < 0$$

Finalement on constate que l'effort tranchant  $T_u^{max}$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum u_i} \text{ avec } u_i \text{ périmètre utile des aciers}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72$$

$$\tau_{se} = \frac{36.175 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = 1.48 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.48 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Longueur de scellement : (Art 6.1.23 / BAEL 99) :**

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

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.273 \text{ cm} \rightarrow L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

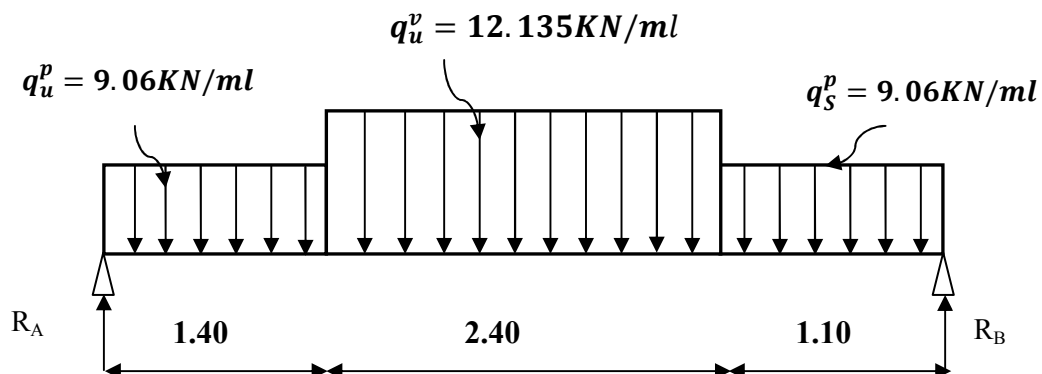
❖ **Calcul à l'ELS :**

-Palier :  $q_s^p = G_p + Q = 6.56 + 2.5 = 9.06 \text{ KN/ml}$

-Volée :  $q_s^v = G_v + Q = 9.635 + 2.5 = 12.135 \text{ KN/ml}$

✓ **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.



**Fig : III-D-9) Schéma statique des escaliers sous charges  $q_u^v, q_s^p$ .**

Réactions d'appuis :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 12.135 \times 2.40 + (9.06 \times 1.40) + (9.06 \times 1.10) = 51.774 \text{KN}$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \rightarrow 9.06 \times 1.4 \left( \frac{1.4}{2} \right) + 12.135 \times 2.40 \left( 1.4 + \frac{2.40}{2} \right) + 9.06 \times 1.10 \left( 3.8 + \frac{1.10}{2} \right) - 4.90 \times R_A = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 26.113 \text{ KN} \\ R_B = 25.661 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Calcul des Effort tranchant et moment fléchissant :

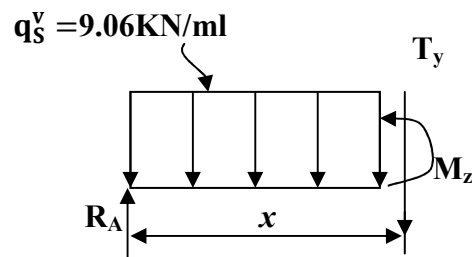
Pour tenir compte des semis encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment  $M_{\max}$  en travée et en appuis respectivement.

-Moments en travée :  $M_{\text{travée}} = 0.85 \times M_0$ .

-Moments aux appuis :  $M_{\text{app}} = -0.3 \times M_0$ .

- Calcul de  $M_0$  :

- 1<sup>er</sup> et tronçon  $0 \leq x \leq 1.4 \text{m}$  :



• Efforts tranchants :

$$\sum \frac{F}{Y} = 0 \rightarrow R_A - 9.06 X - T_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 9.06X$$

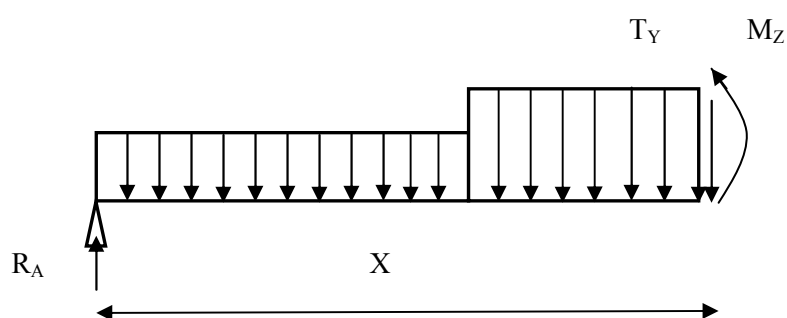
$$\left\{ \begin{array}{ll} X = 0 & \rightarrow T_Y = 26.113 \text{KN} \\ X = 1.4 \text{m} & \rightarrow T_Y = 13.43 \text{KN} \end{array} \right.$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 26.113X - 9.06 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.4 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 27.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- 2<sup>eme</sup> tronçon  $1.4 \leq x \leq 3.5 \text{ m}$



- **Efforts tranchants :**

$$T_Y = -9.06 \times 1.4 - 12.135(x - 1.4) + 26.113$$

$$\begin{cases} X = 1.4 \text{ m} & \rightarrow T_Y = 13.43 \text{ KN} \\ X = 3.8 \text{ m} & \rightarrow T_Y = -15.695 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_Z = 26.113X - 12.135 \frac{(X - 1.4)^2}{2} - 9.06 \times 1.4 \left( X - \frac{1.4}{2} \right)$$

$$\begin{cases} X = 1.4 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 27.68 \text{ KN.m} \\ X = 3.8 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 24.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment maximum:**

$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M^{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -12.135x + 26.113 = 0 \rightarrow x = 2.16 \text{ m}$$

$$M_Z = 26.113 \times 2.16 - 12.135 \frac{2.16^2}{2} = 28.096 \text{ KN.m}$$

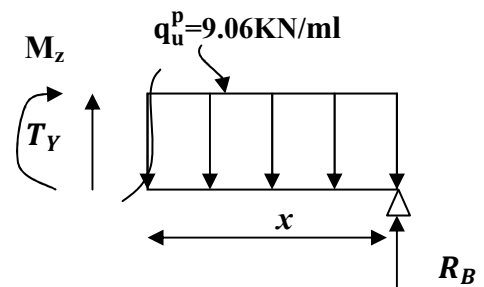
- **3<sup>eme</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 1.10 \text{ m}$**

- **Efforts tranchants :**

$$\sum \frac{F}{Y} = 0 \rightarrow R_B - 9.06 X + T_Y = 0$$

$$T_Y = 9.06X - R_B$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow T_Y = -25.661 \text{ KN} \\ X = 1.10 \text{ m} & \rightarrow T_Y = -15.695 \text{ KN} \end{cases}$$



- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 25.661X - 9.06 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.10 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 22.746 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{trav} = 0.85 \times 28.096 = 23.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = -0.3 \times 28.096 = -8.43 \text{ KN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

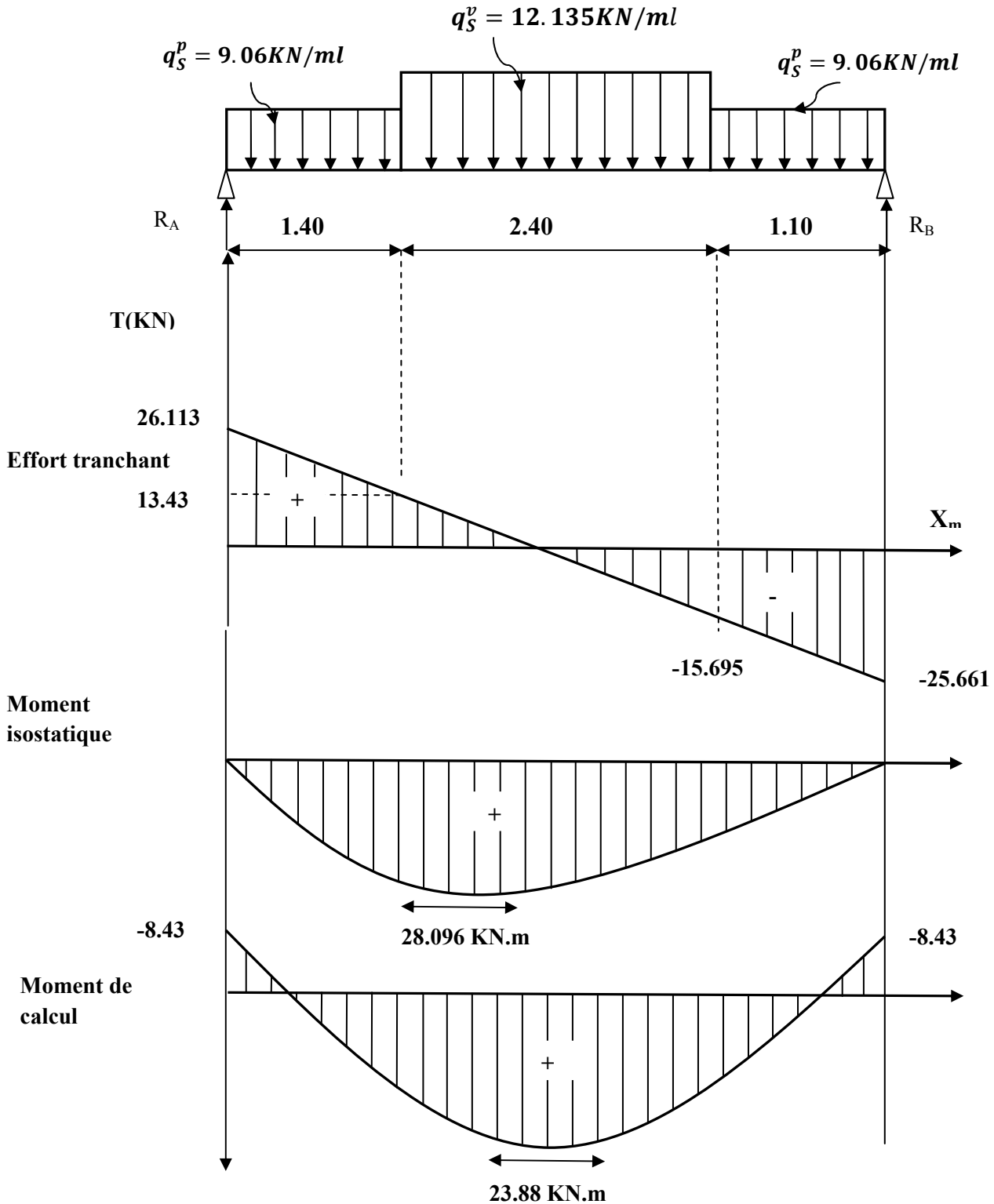


Fig :III-D-10) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS

### III-D-9) Vérification à l'ELS :

✓ **Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2/ BAEL 99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art A.4.5.2/BAEL 99)**

On doit vérifier que :

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

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd}$$

✓ **Sur appuis :**

- **Dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \Rightarrow \beta_1 = 0.932 ; K_1 = 58.53$$

$$\sigma_s = \frac{8.43 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 160.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 160.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

-**Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{160.03}{58.53} = 2.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En travée :**

**-Dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314 \Rightarrow \beta_1 = 0.912 ; K_1 = 41.82$$

$$\sigma_s = \frac{23.88 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 5.65 \times 10^2} = 257.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 257.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

**- Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{257.47}{41.82} = 6.157 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.157 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

**h** : hauteur totale (20 cm).

**L** : portée entre nus d'appuis (L = 4.9 m).

**M<sub>t</sub>** : moment max en travée (M<sub>t</sub> = 23.88 KN.m).

**M<sub>0</sub>** : valeur max du moment isostatique (M<sub>0</sub> = 28.096 KN.m).

**A** : section des armatures.

**d** : hauteur utile de la section droite. (18 cm).

La condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$f$ : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$I$ : Moment d'inertie totale de la section homogène.

- **Calcul des paramètres :**

$$s_{xx} = \left( \frac{bh^2}{2} \right) + 15 A_t d$$

$$s_{xx} = \left( \frac{100 \times 20^2}{2} \right) + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^3$$

$$s_{xx} = 21525.5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{s_{xx}}{B_0} = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.325 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.325 = 9.675 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (10.325^3 + 9.675^3) + 15 \times 5.65 \times (9.675 - 2)^2 = 71870.17 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 71870.17 \text{ cm}^4$$

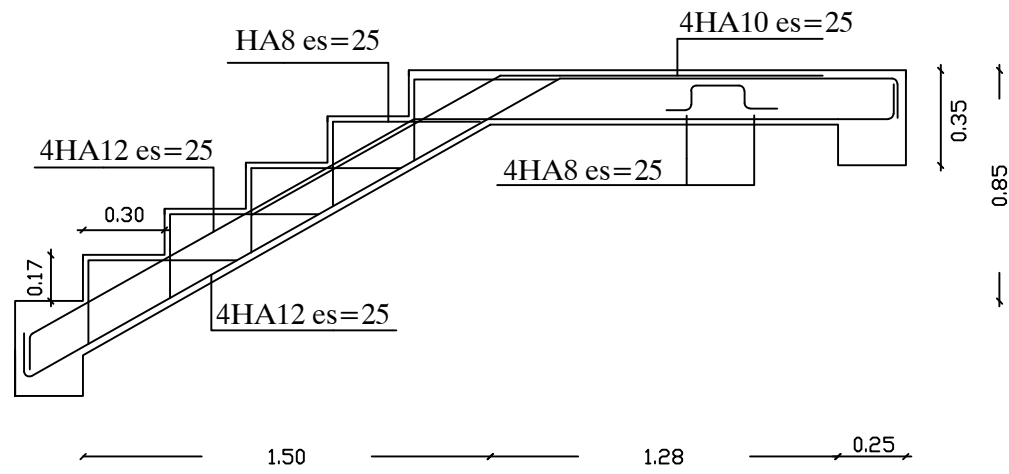
$$f = \frac{23.88 \times 10^6 \times (4900)^2}{10 \times 10818,865 \times 71870.17 \times 10^4} = 7.37 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{4900}{500} = 9.8 \text{ mm}$$

$$f = 7.37 \text{ mm} < \bar{f} = 9.8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad CV$$

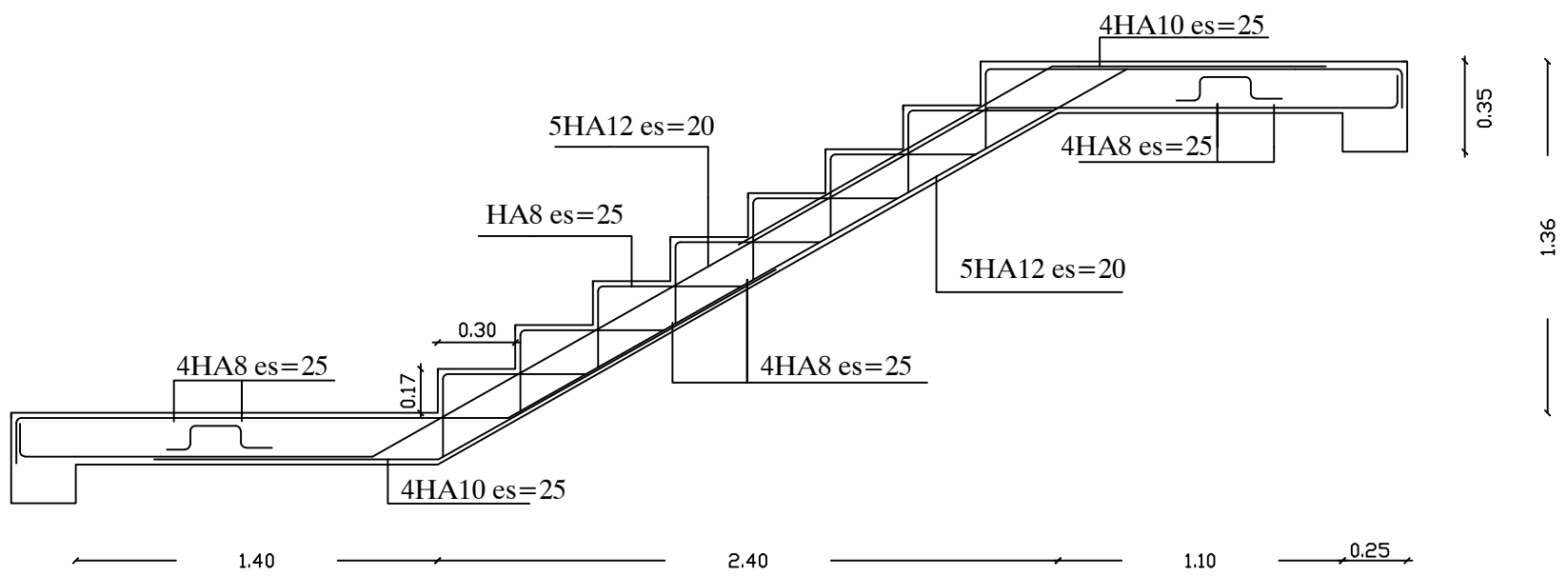
Donc la flèche est vérifiée.

✓ **Conclusion :**

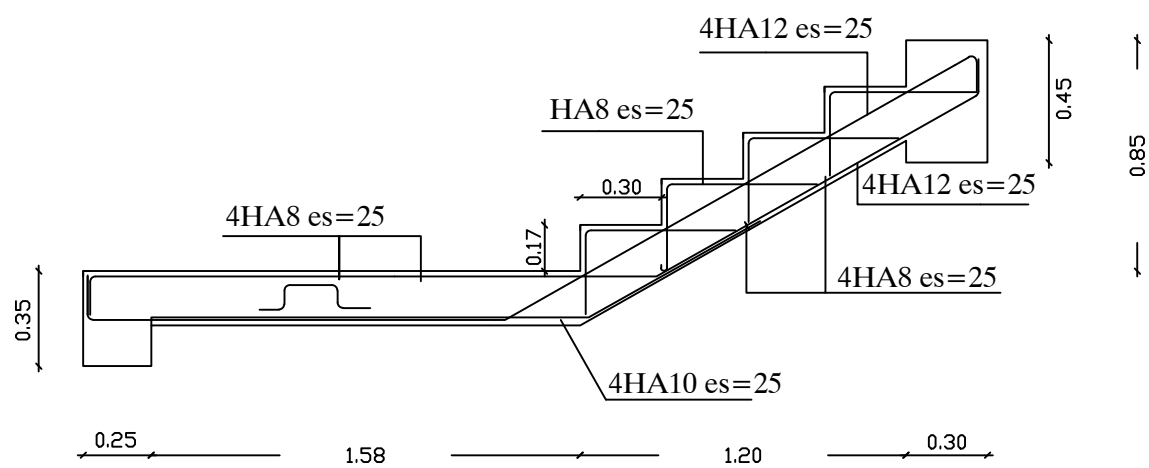
On opte pour le ferrailage trouvé à l'ELU.



PAILLASSE (1)



PAILLASSE (2)



PAILLASSE (3)

FERRAILLAGE DE L'ESCALIER DE L'ETAGES COURANT

### III-E) Poutre palière :

#### III-E-1) Définition :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ( $b \times h$ ), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids de mur et la réaction du palier.

#### III-E-2) Pré-dimensionnement :

- ✓ **Hauteur** : La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

**L** : La portée libre de la poutre.

**$h_t$**  : Hauteur de la poutre

$$\frac{490}{15} = 32.67 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$$

Ainsi que, le RPA 99 modifié en 2003 exige une valeur minimale pour la hauteur, qui est de 30cm.

Donc on opte pour  **$h_t = 35\text{cm}$**

- ✓ **Largeur** : La largeur de la poutre est donnée par :

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

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

Selon le RPA 2003,  **$b \geq 20\text{cm}$**  on opte pour  **$b = 25\text{cm}$**

Donc :

La poutre palière aura pour dimensions :

$$(b, h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$$

- ✓ **Vérifications aux exigences du RPA (Art .7.4.1/RPA 99) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{25} = 1.4 < 4 \rightarrow \text{CV}$$

### III-E-3) Détermination des Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre :

➤ Parties A et C :  $0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.187 \text{ KN/ml}$

➤ Partie B :  $0.25 \times 0.35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 29.54} = 2.51 \text{ KN/ml}$

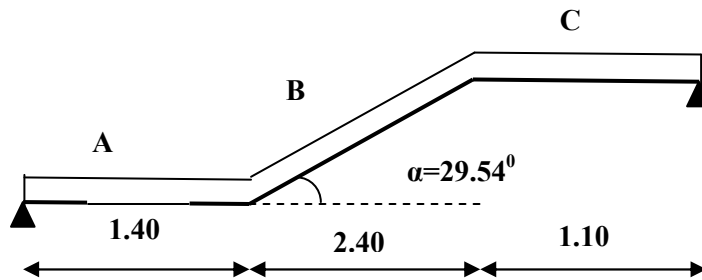


Fig : III-E-1) Schéma statique de la poutre palière

- Chargement dû aux réactions du palier :

Partie A et C :  $\rightarrow 36.175 \text{ KN/ml}$

Partie B :  $\rightarrow 0$

- Chargement dû aux poids propre du mur extérieur :

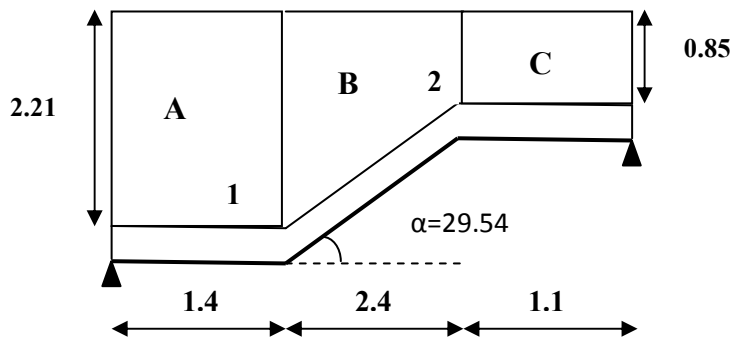
Partie A :  $2.36 \times 2.21 = 5.216 \text{ KN/ml}$

Partie C :  $2.36 \times 0.85 = 2.006 \text{ KN/ml}$

Partie B : on aura un chargement trapézoïdale

Point 1 =  $5.216 \text{ KN/ml}$

Point 2 =  $2.006 \text{ KN/ml}$



### III-E-4) Calcul des efforts internes :

- ✓ Combinaison de charge a l'ELU :

**Partie A :**  $q_u = 1.35 (2.187 + 5.216) + 36.175 = 46.17 \text{ KN/ml}$

**Partie C :**  $q_u = 1.35 (2.187 + 2.006) + 36.175 = 41.835 \text{ KN/ml}$

**Partie B :** point 1 :  $q_u = 1.35 (2.51 + 5.216) + 0 = 10.43 \text{ KN/ml}$

Point 2 :  $q_u = 1.35 (2.51 + 2.006) + 0 = 6.1 \text{ KN/ml}$

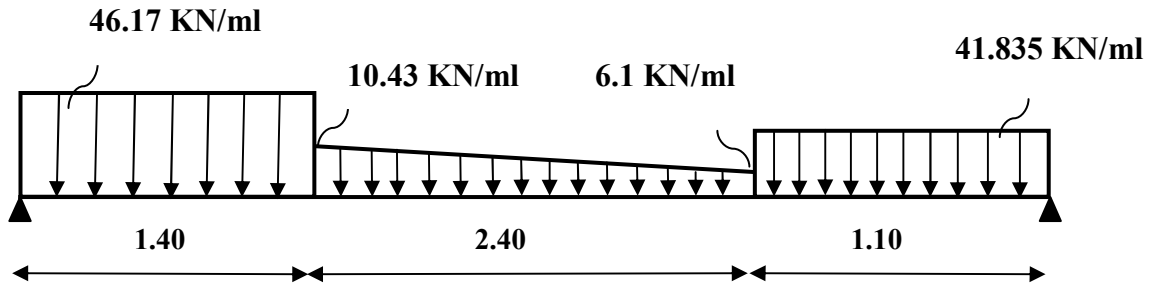


Fig : III-E-2) Schéma statique de la poutre palière a L'ELU

✓ Calcul les réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 46.17 \times 1.4 + 6.1 \times 2.4 + \frac{10.43-6.1}{2} \times 2.4 + 41.835 \times 1.1 = 130.5 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \rightarrow 46.17 \times 1.4 \times 0.7 + 6.1 \times 2.4 \times 2.6 + \frac{(10.43-6.1)}{2} \times 2.4 \times 2.2 + 41.835 \times 1.1 \times 4.35 = R_B \times 4.9$$

$$R_B = 60.19 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 70.31 \text{ KN}$$

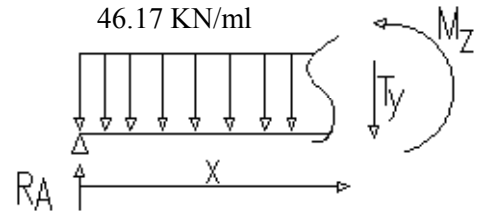
-1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 1.4$

• Efforts tranchants :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \rightarrow R_A - 46.17 X - T_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 46.17 X$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow T_Y = 70.31 \text{ KN} \\ X = 1.4 \text{ m} & \rightarrow T_Y = 5.672 \text{ KN} \end{cases}$$



• Moment fléchissant :

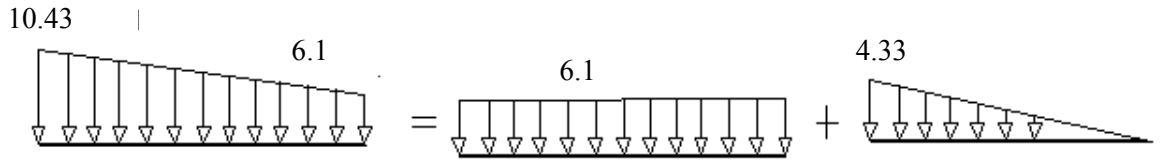
$$\sum \frac{M}{B} = 0 \rightarrow M_Z = 70.31 X - 46.17 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.4 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 53.187 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### -2<sup>eme</sup> tronçon $1.4 \leq x \leq 3.8m$

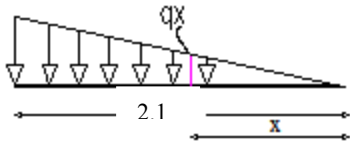
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



#### Détermination de charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables, nous avons :

$$x/q_x = 2.4/4.33 = 0.55 \longrightarrow q_x = 0.55X$$



- **Efforts tranchants :**

$$T_Y = -46.17 \times 1.4 - 6.1(x - 1.4) - \frac{4.33}{2} (x - 1.4) + 70.31$$

$$\begin{cases} X = 1.4 & \rightarrow T_Y = 5.672 \text{ KN} \\ X = 3.80 \text{ m} & \rightarrow T_Y = -14.164 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_Z = 70.31X - 6.1 \frac{(X-1.4)^2}{2} - 46.17 \times 1.4 \left(X - \frac{1.4}{2}\right) - 2.165 (x-1.4)^2/6$$

$$\begin{cases} X = 1.4 & \rightarrow M_Z = 53.187 \text{ KN.m} \\ X = 3.80 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 47.158 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M^{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -46.17x + 70.31 = 0 \rightarrow x = 1.53 \text{ m}$$

$$M_Z = 70.31 \times 1.53 - 46.17 \frac{1.53^2}{2} = 53.535 \text{ KN.m}$$

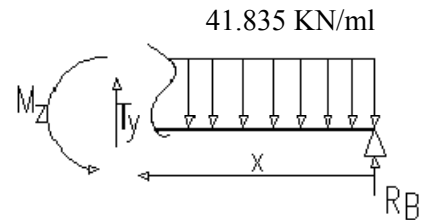
-3<sup>eme</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 1.1m$

- Efforts tranchants :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \rightarrow R_A - 41.835 X - T_Y = 0$$

$$T_Y = -R_B + 41.835X$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow T_Y = -60.19KN \\ X = 1.1m & \rightarrow T_Y = -14.172KN \end{cases}$$



- Moment fléchissant :

$$\sum M/B = 0 \rightarrow M_Z = 60.19X - 41.835 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0KN.m \\ X = 1.1m & \rightarrow M_Z = 40.9 KN.m \end{cases}$$

$$M_{trav} = 0.85 \times 53.535 = 45.5KN.m$$

$$M_{app} = -0.3 \times 53.535 = -16.06KN.m$$

❖ Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

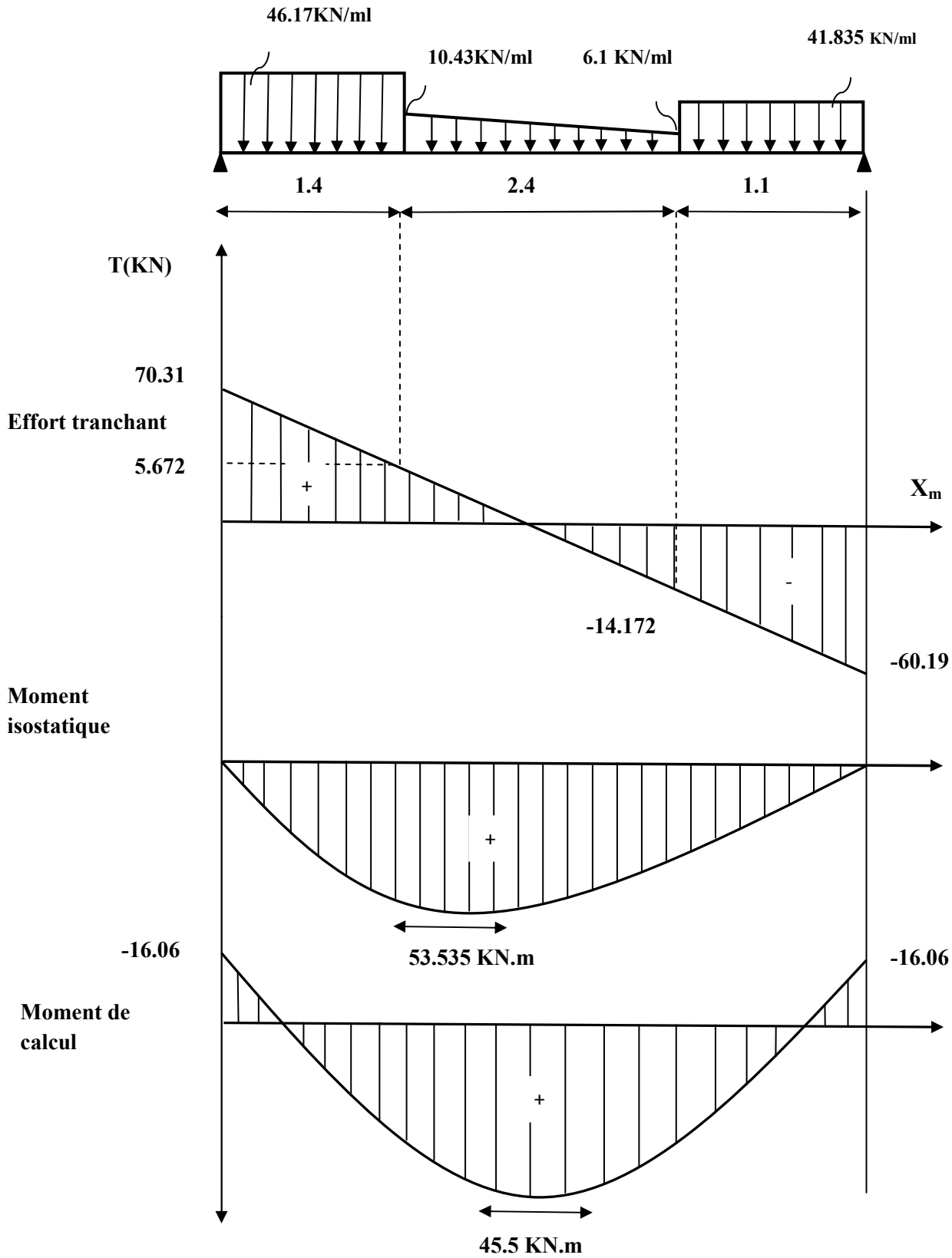


Fig :III-E-3 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.

### III-E-4-1) Calcul des armatures :

➤ En travée :

$$M_u^t = 45.5 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.50} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{45.5 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.125 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.125 \rightarrow \beta = 0.934$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{45.5 \times 10^3}{0.934 \times 32 \times 348} = 4.37 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.37 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3\text{HA } 14 (A_t = 4.62 \text{ cm}^2)$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{16.06 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.044 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{16.06 \times 10^3}{0.978 \times 32 \times 348} = 1.475 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.475 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3\text{HA } 12 (A_a = 3.39 \text{ cm}^2)$$

✓ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_s \text{ totale} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 4.375 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

### . III-E-4-2) Les vérifications à l'ELU :

✓ Vérification de la non fragilité du béton : (Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99) :

➤ En travée :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

➤ aux appuis :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

✓ Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.2.2/BAEL91 modifié 2003) :

- Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec  $T_u$  : effort tranchant maximal.  $T_u = 70.31 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{70.31 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

- ✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art A.5.4.321/BAEL 91modifié 99) :

$$T_u \leq 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.32 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 480 \text{ KN}$$

$$T_u = 70.31 \text{ KN} < 480 \text{ KN} \rightarrow CV$$

- ✓ Influence de l'effort tranchant sur les armatures:(Art A.5.4.321/BAEL 91modifié 99):

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 70.31 \times 10^3 + \frac{-16.06 \times 10^5}{0.9 \times 32} \right) = 0.418 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.62 \text{ cm}^2 \geq 0.418 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

- ✓ Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \text{ avec } u_i \text{ périmètre utile des aciers}$$

$$\sum u_i = n \times 2\pi R = 3 \times 2 \times 3.14 \times 6 = 113.04 \text{ mm} = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{70.31 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.04} = 2.16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.16 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Longueur de scellement (Art 6.1.23 / BAEL 99) :**

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

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.273 \text{ cm donc } L_s = 40\phi = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

✓ **Les armatures transversales (BAEL91 / Art7.2.2) :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t, \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(12, 25, 10) = 10 \text{ mm}$$

On prend un **cadre** et un **étrier** en **HA8** donc  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement :**

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) l'écartement se donne selon les deux zones :

➤ **En zone nodale (aux appuis) :**

$$l' = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1\right) = 8.75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } s_t = \mathbf{8 \text{ cm}}$$

➤ **En zone courante (en travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } s_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

**Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

### III-E-5) Calcul à l'ELS:

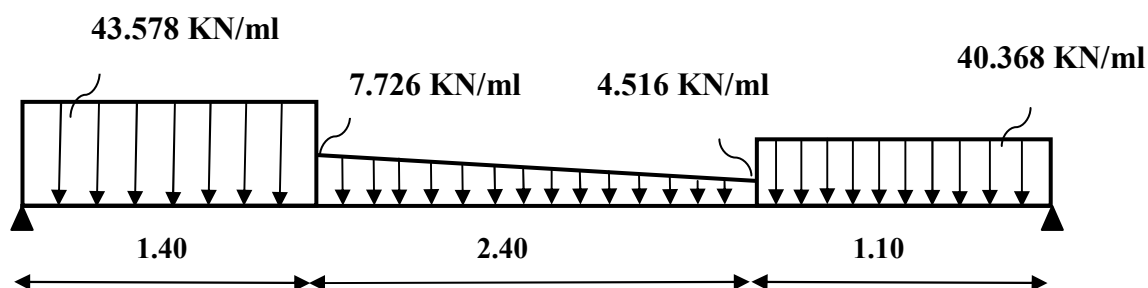
✓ **Combinaison de charge a l'ELS :**

**Partie A :**  $q_s = (2.187 + 5.216) + 36.175 = 43.578 \text{ KN/ml}$

**Partie C :**  $q_s = (2.187 + 2.006) + 36.175 = 40.368 \text{ KN/ml}$

**Partie B :** point 1 :  $q_s = (2.51 + 5.216) + 0 = 7.726 \text{ KN/ml}$

Point 2 :  $q_s = (2.51 + 2.006) + 0 = 4.516 \text{ KN/ml}$



**Fig : III-E-4) Schéma statique de la poutre palière a l'ELS**

✓ **Calcul les réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 43.578 \times 1.4 + 4.516 \times 2.4 + \frac{7.726 - 4.516}{2} \times 2.4 + 40.368 \times 1.1 = 119.24 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \longrightarrow 43.578 \times 1.4 \times 0.7 + 4.516 \times 2.4 \times 2.6 + \frac{(7.726 - 4.516)}{2} \times 2.4 \times 2.2 + 40.368 \times 1.1 \times 4.35 = R_B \times 4.9$$

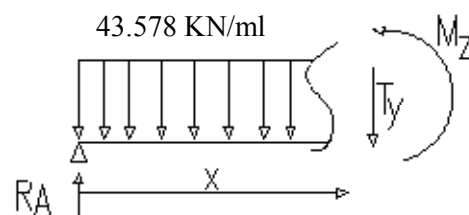
$$R_B = 55.62 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 63.62 \text{ KN}$$

**-1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 1.4$**

• **Efforts tranchants :**

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \rightarrow R_A - 43.578 X - T_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 43.578 X$$



$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow T_Y = 63.62 \text{ KN} \\ X = 1.4 \text{ m} & \rightarrow T_Y = 2.61 \text{ KN} \end{cases}$$

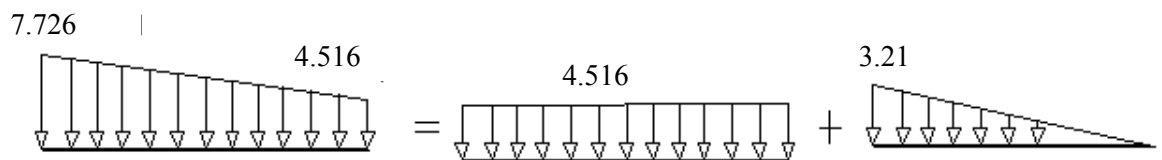
- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/B = 0 \rightarrow M_Z = 63.62X - 43.578 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.4 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 46.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**-2<sup>eme</sup> tronçon  $1.4 \leq x \leq 3.8 \text{ m}$**

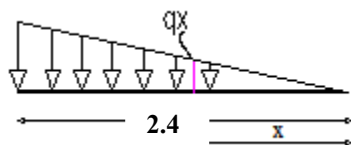
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



- **Détermination de charge q en fonction de x :**

A partir des triangles semblables, nous avons :

$$x/q_x = 2.4/3.21 = \rightarrow q_x = 0.747X$$



- **Efforts tranchants :**

$$T_Y = -43.578x - 4.516(x - 1.4) - \frac{3.21}{2}(x - 1.4) + 63.62$$

$$\begin{cases} X = 1.4 & \rightarrow T_Y = 2.61 \text{ KN} \\ X = 3.8 \text{ m} & \rightarrow T_Y = -12.08 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_Z = 63.62X - 4.516 \frac{(X-1.4)^2}{2} - 43.578x1.4(X - \frac{1.4}{2}) - 1.605 (x-1.4)^2/6$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 1.4 \quad \rightarrow \quad M_Z = 46.36 \text{KN.m} \\ X = 3.80\text{m} \quad \rightarrow \quad M_Z = 38.08 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M^{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -43.578x + 63.62 = 0 \rightarrow x = 1.46 \text{ m}$$

$$M_Z = 63.62 \times 1.46 - 43.578 \frac{1.46^2}{2} = 46.44 \text{ KN.m}$$

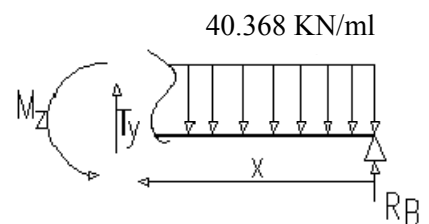
**-3<sup>eme</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 1.1\text{m}$**

- **Efforts tranchants :**

$$\sum \frac{F}{Y} = 0 \rightarrow R_B - 40.368 X - T_Y = 0$$

$$T_Y = -R_B + 40.368X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \rightarrow \quad T_Y = -55.62 \text{KN} \\ X = 1.1\text{m} \quad \rightarrow \quad T_Y = -12.08 \text{KN} \end{array} \right.$$



- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/B = 0 \rightarrow M_Z = 55.62X - 40.368 \frac{X^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \rightarrow \quad M_Z = 0 \text{KN.m} \\ X = 1.1\text{m} \quad \rightarrow \quad M_Z = 36.76 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{trav} = 0.85 \times 46.44 = 39.474 \text{KN.m}$$

$$M_{app} = -0.3 \times 46.44 = -13.932 \text{KN.m}$$

❖ Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

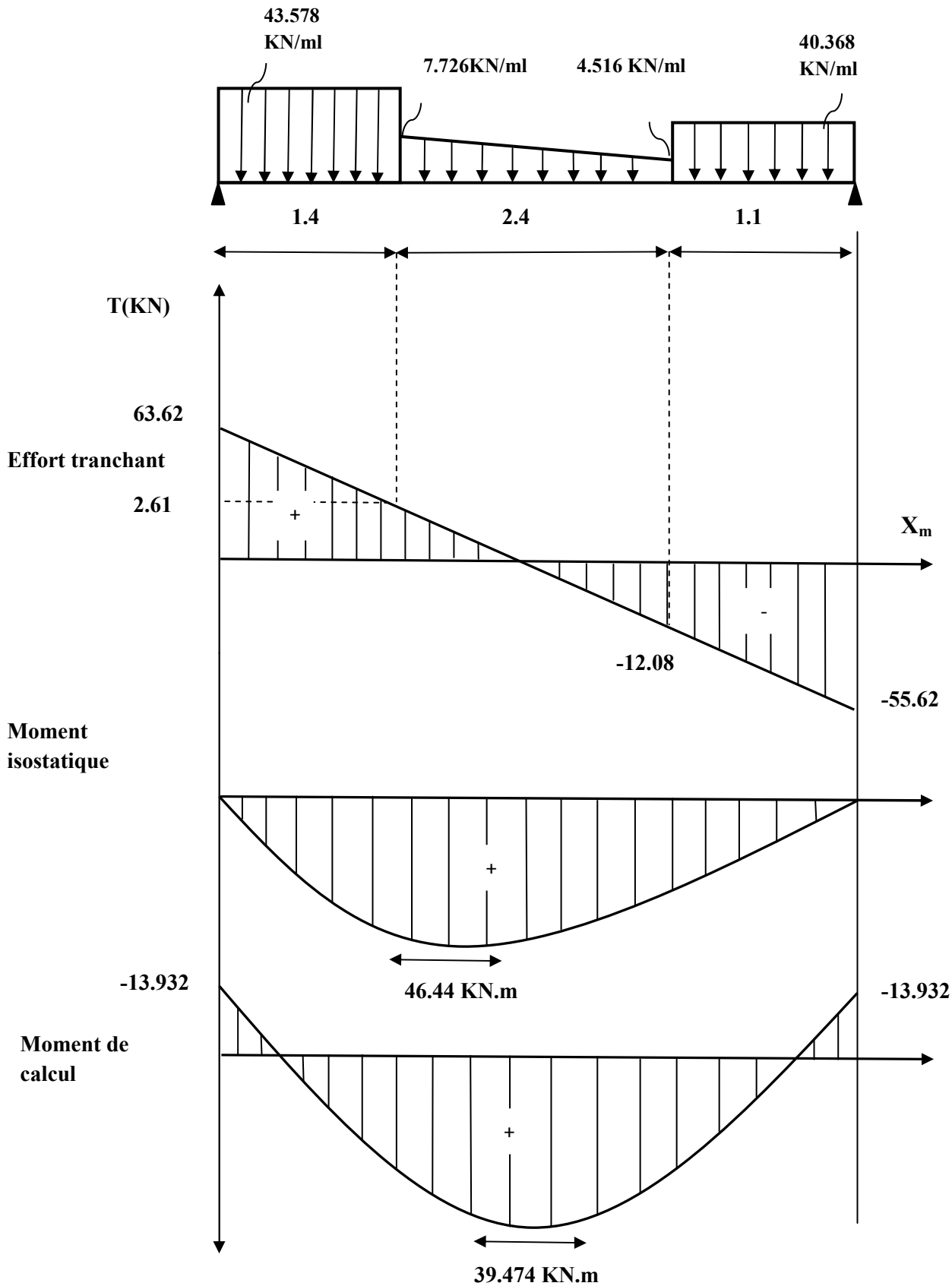


Fig :III-E-5) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS.

### III-E-5-1) Vérification à l'ELS :

- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2/ BAEL 99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

- ✓ **Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art A.4.5.2/BAEL 99)**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

**$\beta_1$  ;  $K_1$**  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd}$$

➤ **Sur appuis :**

- **Dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.424 \rightarrow \beta_1 = 0.900 ; K_1 = 35.00$$

$$\sigma_s = \frac{13.932 \times 10^6}{0.90 \times 320 \times 3.39 \times 10^2} = 142.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 142.7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{142.7}{35} = 4.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.07 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

➤ **En travée :**

- **Dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 32} = 0.577 \rightarrow \beta_1 = 0.887 ; K_1 = 29.25$$

$$\sigma_s = \frac{39.474 \times 10^6}{0.887 \times 320 \times 4.62 \times 10^2} = 301 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 301 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{301}{29.25} = 10.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{490} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.072 > 0.062 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{490} = 0.072 < \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{39.474}{10 \times 46.44} = 0.085 \rightarrow \text{CNV}$$

La deuxième condition n'a pas été vérifiée donc il faut vérifier la flèche

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$f$ : La flèche admissible

$E_v$ : Module de déformation différée :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$I$ : Moment d'inertie totale de la section homogène.

• **Calcul des paramètres :**

$$s_{xx} = \left( \frac{bh^2}{2} \right) + 15 A_t d$$

$$s_{xx} = \left( \frac{25 \times 35^2}{2} \right) + 15 \times 4.62 \times 32 = 17530.1 \text{ cm}^3$$

$$s_{xx} = 17530.1 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$B_0 = 25 \times 35 + 15 \times 4.62 = 944.3 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 944.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{s_{xx}}{B_0} = \frac{17530.1}{944.3} = 18.56 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18.56 = 16.44 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{25}{3} \times (18.56^3 + 16.44^3) + 15 \times 4.62 \times (16.44 - 3)^2 = 102823.98 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 102823.98 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{39.474 \times 10^6 \times (4900)^2}{10 \times 10818,865 \times 102823.98 \times 10^4} = 8.52 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{4900}{500} = 9.8 \text{ mm}$$

$$f = 8.52 \text{ mm} < \bar{f} = 9.8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad CV$$

Donc la flèche est vérifiée.

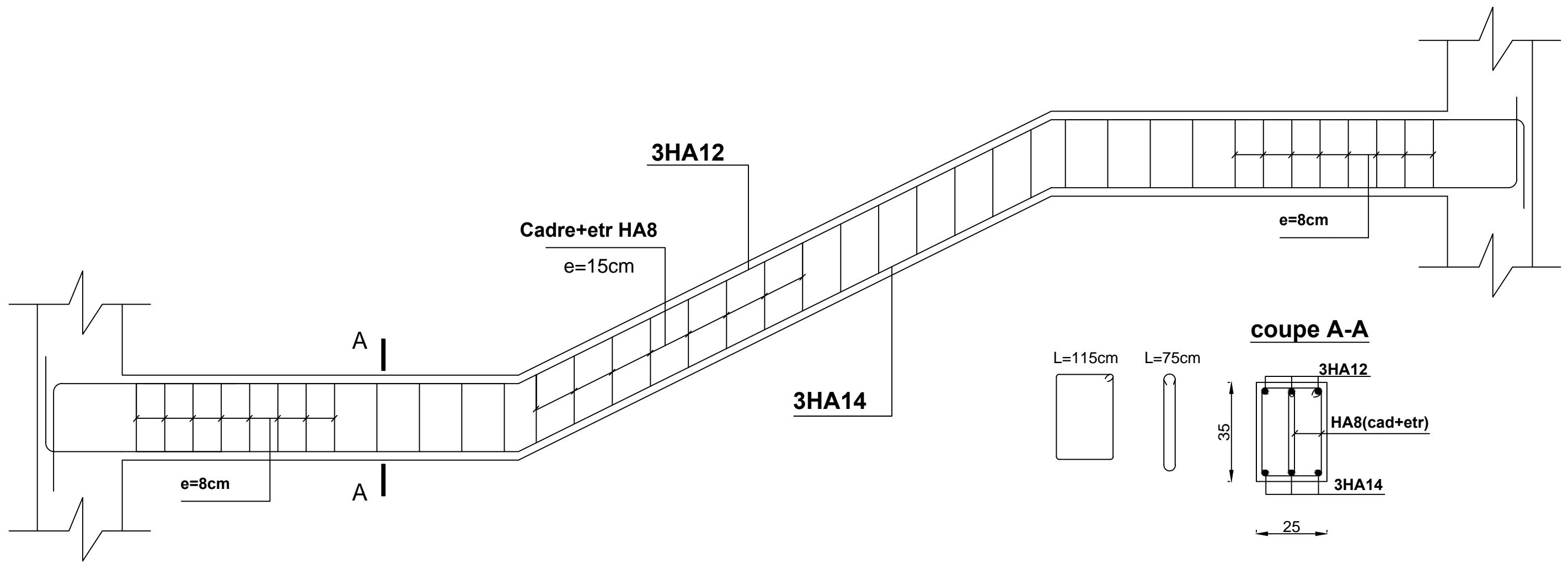
✓ **Conclusion :**

On opte pour le ferrailage trouvé à l'ELU

**Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit:

- Appuis : **3HA12** ( $3.39 \text{ cm}^2$ )
- Travée : **3HA14** ( $4.62 \text{ cm}^2$ )
- Cadres et étriers de **HA8**.



*ferrailage de la poutre paliere*

### III.F) Etude de l'ascenseur :

#### III-F-1) Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V = (1\text{m/s})$  dont la surface de la cabine est de  $4.6\text{ m}^2 (2.0 \times 2.30)$  pouvant chargé 8 personnes de 6.3KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

#### III-F-2) Calcul de dalle pleine de la salle machine :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée et son calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

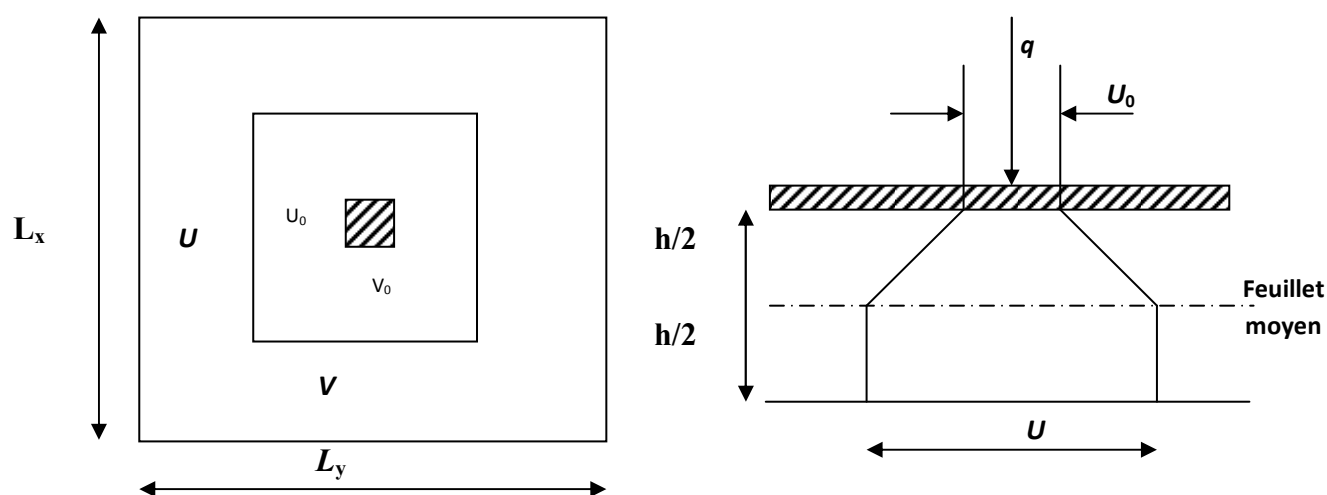


Fig : III-E-1 : Caractéristiques géométriques de la dalle

#### III.F.2-1) Dimensionnement :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$
$$\rho = \frac{2.00}{2.30} = 0.87 \quad \rightarrow \quad 0.4 \leq \rho = 0.87 \leq 1$$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens

✓ **Épaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{L_x}{30}$$

$$\frac{200}{30} = 6.67 \text{ cm}$$

**NB :**

Le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12\text{cm}$  ; on adopte une hauteur :  $h_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion) :**

$$\left. \begin{array}{l} U = U_0 + 2e_0 + h_t \\ V = V_0 + 2e_0 + h_t \end{array} \right\} \text{ revêtement en béton}$$

Avec :

$e_0$  : Épaisseur du revêtement ( $e = 5\text{cm}$ )

$h_t$  = hauteur de la dalle ( $h_t = 15\text{cm}$ )

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$  (côte de rectangle dans laquelle  $q$  est concentrée).

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 0.8 + 0.15 + 2(0.05) = 1.05\text{m} \\ V = 0.8 + 0.15 + 2(0.05) = 1.05 \text{ m} \end{array} \right.$$

✓ **évaluation des moments dus au système de levage :**

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q_u$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q_u$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \nu=0 \quad \text{ELU} \\ \nu=0.2 \quad \text{ELS} \end{array} \right.$$

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $\left(\rho ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y}\right)$  à partir des abaques de PIGEAUD.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{200}{230} = 0.87 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{2.00} = 0.52 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{2.30} = 0.45 \end{array} \right.$$

Pour déterminer  $M_1$  et  $M_2$  on doit faire une interpolation entre deux valeurs :

➤  $\rho = 0.8$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{L_x} = 0.6 \quad , \quad \frac{u}{L_y} = 0.5 \\ M_1 = 0.095 \\ M_2 = 0.067 \\ \rightarrow M_1 = 0.1035 \quad M_2 = 0.074 \\ \frac{u}{L_x} = 0.5 \quad , \quad \frac{u}{L_y} = 0.4 \\ M_1 = 0.112 \\ M_2 = 0.081 \end{array} \right.$$

➤  $\rho = 0.9$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{L_x} = 0.6 \quad , \quad \frac{u}{L_y} = 0.5: \\ M_1 = 0.089 \\ M_2 = 0.073 \\ \rightarrow M_1 = 0.097 \quad M_2 = 0.0805 \\ \frac{u}{L_x} = 0.5 \quad , \quad \frac{u}{L_y} = 0.4 \\ M_1 = 0.105 \\ M_2 = 0.088 \end{array} \right.$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

---

Après interpolation entre les deux valeurs on a trouvé :

$$M_1 = 0.1 \quad M_2 = 0.077$$

✓ **Combinaisons de charges:**

➤ **A l'ELU: ( $\nu = 0$ )**

$$p_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$p_u = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN} \rightarrow P_u = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) p_u \rightarrow M_{x1} = (0.1 + 0) \times 121.5 = 12.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) p_u = M_{y1} = (0.077 + 0) \times 121.5 = 9.355 \text{ KN.m}$$

$$M_{x1} = 12.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 9.355 \text{ KN.m}$$

✓ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle pleine :**

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

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

Les valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés en fonction de rapport  $\rho$  et le coefficient  $\nu$  :

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0488 \\ \mu_y = 0.721 \end{cases}$$

✓ **Poids propre de la dalle:**

$$G = \gamma_b \times h_t$$

$$G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

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

Ce qui nous donne :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0488 \times 6.562 \times 2.00^2 = 1.281 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.281 \times 0.721 = 0.924 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = 1.281 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{y2} = 0.924 \text{ KN.m}$$

✓ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.15 + 1.281 = 13.431 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.355 + 0.924 = 10.279 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 13.431 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_y = 10.279 \text{ KN.m}$$

✓ **Correction des moments :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis :

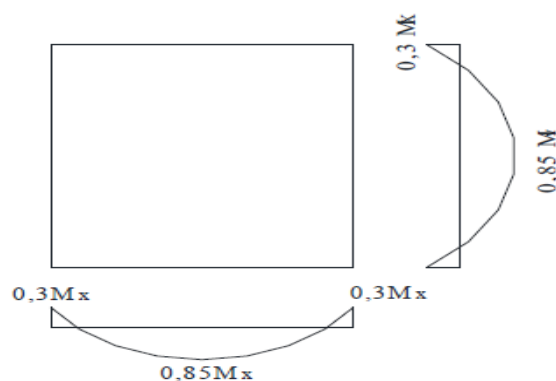
- **Sens  $L_x$  et  $L_y$  :**

**En travées :**  $M_x^t = 0.85 \times 13.431 = 11.42 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0.85 \times 10.279 = 8.74 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**  $M_x^a = -0.3 \times 13.431 = -4.03 \text{ KN.m}$

$$M_y^a = -0.3 \times 10.279 = -3.084 \text{ KN.m}$$



**Fig : III-E-2) Moment dans les deux sens  $L_x$  et  $L_y$**

### III-F-3) Ferrailage:

Le ferrailage se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur, il sera le même dans les deux sens car la dalle est carrée.

Avec :

$$b=100\text{cm} \quad h=15\text{cm} \quad c=2\text{cm} \quad d = 15-2=13\text{cm}$$

- sens  $L_X$  :

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{4.03 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0168 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{4.03 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.898 \text{ cm}^2$$

Soit  $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

- sens  $L_Y$  :

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{3.084 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0128 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{3.084 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.686 \text{ cm}^2$$

Soit  $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

- **Sens L<sub>X</sub> :**

$$\mu_b = \frac{11.42 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0476 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_a = \frac{11.42 \times 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = 2.59 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 / ml = 3.14 cm<sup>2</sup>**

➤ **En travée :**

- **Sens L<sub>Y</sub> :**

$$\mu_b = \frac{8.74 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_a = \frac{8.74 \times 10^3}{0.982 \times 13 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 / ml = 3.14 cm<sup>2</sup>**

### III.F.3-1) Vérification à l'ELU ( $\nu = 0$ ) :

✓ **Condition de non fragilité (Art : A.4.2.1 /BAEL91 modifié 99) :**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \frac{(3 - \alpha)}{2}; \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.87$$

Avec :

$\rho_0$  : Taux d'acier minimal réglementaire dans chaque direction ( $\rho_0 = 0.0008$  Pour les aciers de HA, FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times 1.065 = 1.278 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.278 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$

➤ **En travées :**  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.278 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

---

### ✓ Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91) :

L'écartement des barres d'une même nappe soumise à une charge concentrée ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Direction la plus sollicitée : } S_t \leq \min (2h, 25 \text{ cm}). \\ \text{Direction perpendiculaire : } S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}). \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures aux appuis: } S_t = 25 \text{ cm} = \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.} \rightarrow CV \\ \text{Armatures en travées : } S_t = 25 \text{ cm} = \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.} \rightarrow CV \end{array} \right.$$

### ✓ Condition de non poinçonnement: (Art A.5.2, 42 /BAEL91 modifié 99) :

Aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$p_u \leq p_c = 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge P.

$$\mu_c = 2 \times (U + V)$$

$$\mu_c = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$p_u = 121.5 \text{ KN} \leq p_c = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 1.666 \times 10^4 = 472.3 \text{ KN}$$

$$p_u = 121.5 \text{ KN} \leq p_c = 472.3 \text{ KN} \rightarrow CV$$

La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

### ✓ Diamètre maximal des barres :

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq \frac{h_t}{10}$$

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

✓ **Contrainte tangentielle :**

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

➤ **Au milieu de U :**

$$T_{max} = V_u = \frac{P_u}{2U + V}$$

$$T_{max} = V_u = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

➤ **Au milieu de V :**

$$T_{max} = V_u = \frac{P_u}{3U}$$

$$T_{max} = V_u = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{ MPa}$$

(La fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.297 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

### III.F.3-2) Vérification à l'E.L.S ( $\nu = 0.2$ ) :

✓ **Moments dus au système de levage :**

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_s$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_s$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_s \rightarrow M_{x1} = (0.1 + 0.2 \times 0.077) \times 90 = 10.386 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_s = M_{y1} = (0.077 + 0.2 \times 0.1) \times 90 = 8.730 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment engendré par le poids propre de la dalle :**

$$G = \gamma_b \times h_t$$

$$G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0488 \\ \mu_y = 0.721 \end{cases}$$

Ce qui nous donne :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0488 \times 4.75 \times 2.00^2 = 0.927 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.721 \times 0.927 = 0.668 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = 0.927 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{y2} = 0.668 \text{ KN.m}$$

✓ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.386 + 0.927 = 11.313 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.73 + 0.668 = 9.40 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 11.313 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_y = 9.40 \text{ KN.m}$$

✓ **Correction des moments :**

- **Sens  $L_x$  et  $L_y$  :**

➤ **En travées :**  $M_x^t = 0.85 \times 11.313 = 9.616 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0.85 \times 9.4 = 7.99 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**  $M_x^a = -0.3 \times 11.313 = -3.394 \text{ KN.m}$

$$M_y^a = -0.3 \times 9.40 = -2.82 \text{ KN.m}$$

### III.F.4) Ferrailage :

Le ferrailage se fera à L'ELS pour une bande de 1m de largeur,

Avec :

$$b=100\text{cm} \quad h=15\text{cm} \quad c=2\text{cm} \quad d = 15-2=13\text{cm}$$

- Sens  $L_x$  :

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{3.394 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{3.394 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.755 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

- Sens  $L_y$  :

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{2.82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{2.82 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.627 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

- Sens  $L_x$  :

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{9.616 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.040 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_a = \frac{9.616 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 2.17 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- Sens  $L_y$  :

➤ En travée :  $M_t = 7.99 \text{ KN. m}$

$$\mu_b = \frac{7.99 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{7.99 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.795 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

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

- Sens  $L_x$  :

➤ Aux appuis :  $M_a = 3.394 \text{ KN. m}$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \rightarrow \alpha_1 = 0.193 \text{ et } \beta_1 = 0.935$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.016$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$$\sigma_s = \frac{3.394 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 138.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 2.22 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ En travées :  $M_t = 9.616 \text{ KN. m}$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow \alpha_1 = 0.235 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.921$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.020$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t}$$

$$\sigma_s = \frac{9.616 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 255.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K\sigma_s = 5.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- Sens  $L_y$  :

➤ Aux appuis :  $M_a = 2.82 \text{ KN. m}$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \rightarrow \alpha_1 = 0.193 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.935$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.016$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$$\sigma_s = \frac{2.82 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 115.425 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K\sigma_s = 1.847 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En travées :  $M_t = 7.99$  KN. m**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow \alpha_1 = 0.235 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.921$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.020$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t}$$

$$\sigma_s = \frac{7.99 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 212.527 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 4.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

**Remarque :** les conditions sont vérifiées dans les deux sens.

✓ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

4HA8/ml ( es=25cm)

4HA10/ml ( es=25cm)

20

sens y-y

4HA8 e= ( es25cm)

4HA10/ml ( es=25cm)

15

0.20

0.20

sens x-x

*Ferrailage de dalle pleine de la salle machine*

*Chapitre IV:  
Modélisation de  
la structure  
et vérifications aux  
exigences du R.P.A*

## **IV) Modélisation de la structure.**

### **IV-1) Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

### **IV-2) Description De L'ETABS :**

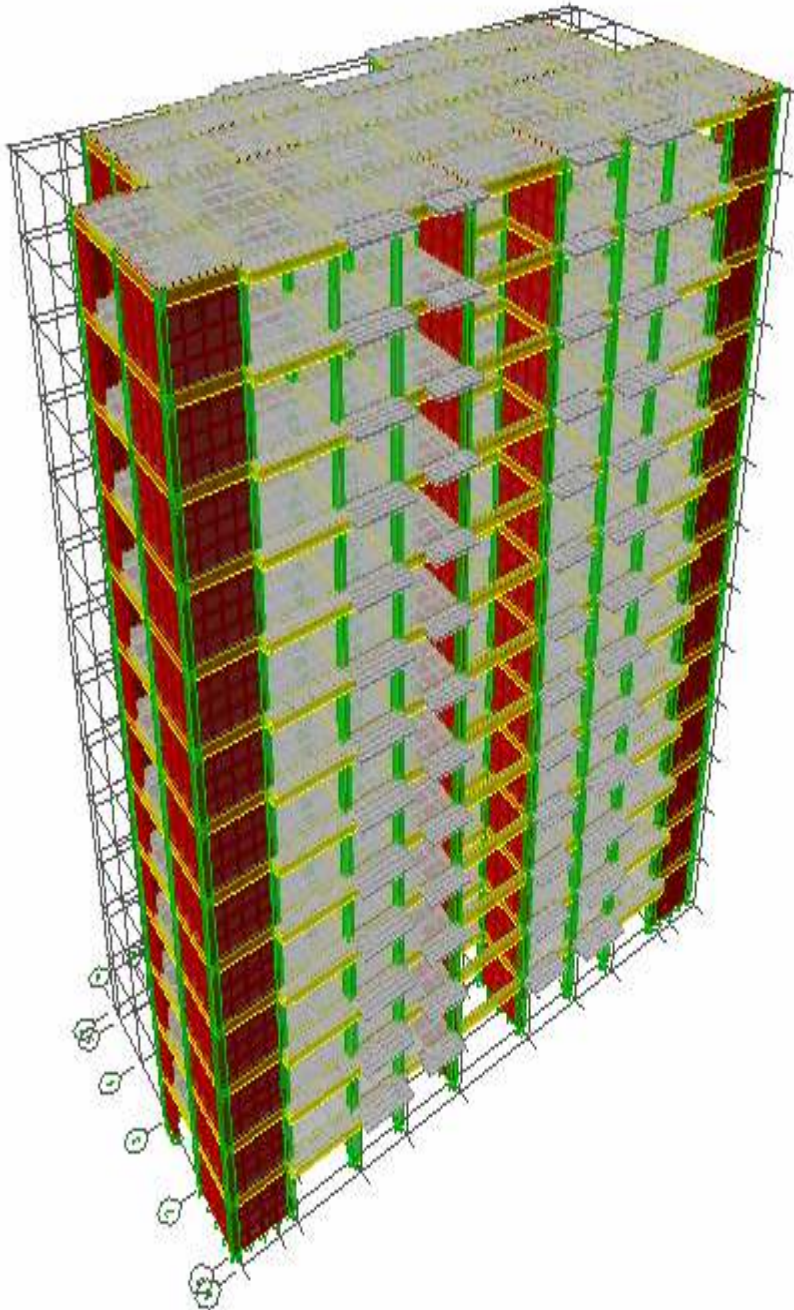
L'ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration,...etc.

### **IV-3) Etapes de modélisation :**

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travaille, on utilisera la version 9.7.0 dont les principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles, )
4. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003 ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

Avant de commencer la modélisation proprement dite, il est important d'avoir tous les documents relatifs à cette structure, nécessaires à la modélisation.  
Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes cité ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant :



**Figure IV-1- Vue en trois dimensions de la structure.**

#### IV-4) Choix De La Méthode :

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003 (article 4.1.3).

#### ❖ principe de la méthode :

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### ❖ définition du spectre de réponse :

C'est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

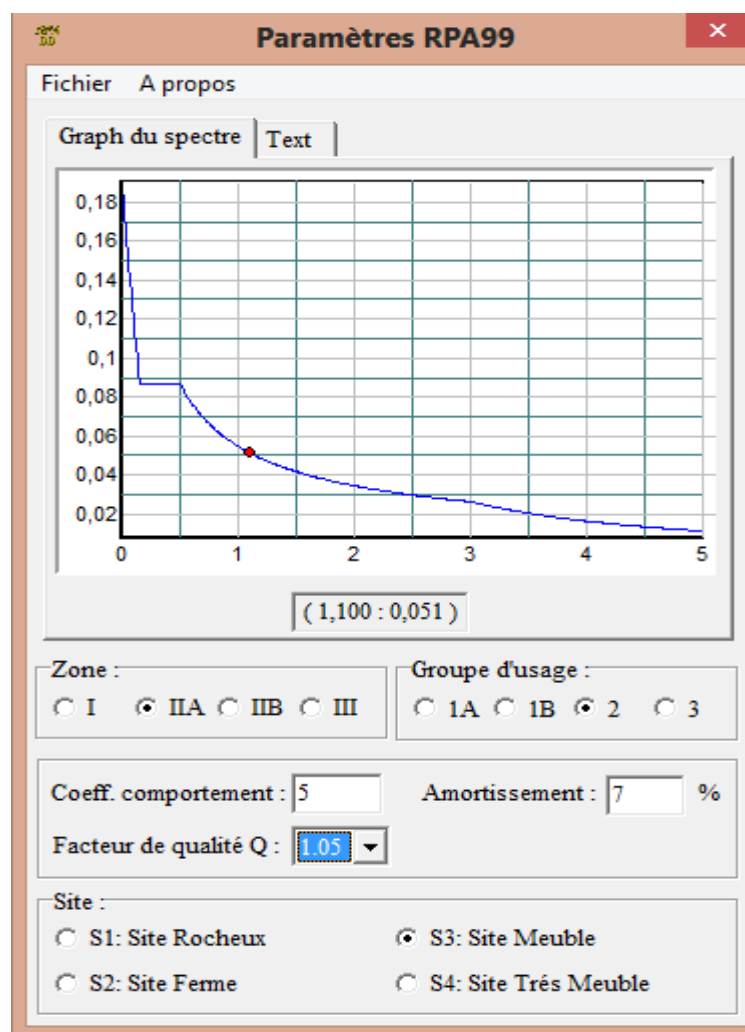


Figure IV-2- Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse.

✓ **Evaluation de la masse de la structure:**

Nous n'allons pas effectuer ce calcul car le logiciel ETABS peut le faire, il suffit d'introduire les valeurs des charges et de préciser le pourcentage de la surcharge. (dans notre cas Q est affectée par un coefficient  $\beta = 0.2$ ).

✓ **Combinaisons selon le BAEL91 :**

ELU: 1,35G +1,5Q

ELS : G+Q

✓ **Combinaison selon le RPA99 version 2003 :**

0,8G ± E

G + Q ± E

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

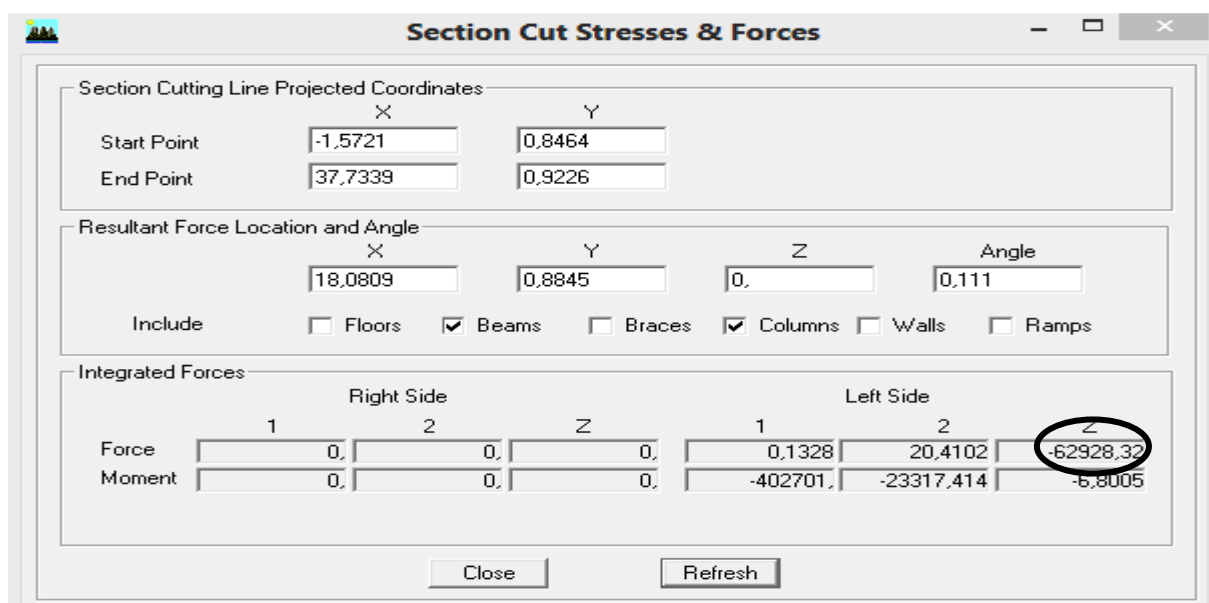
E : effet du séisme.

**IV-5) Etude Du Contreventement :**

Les efforts horizontaux repris par les portiques et les voiles sont tirés par le logiciel ETABS à l'aide de l'option « **Draw section cut** », voir les tableaux ci après :

- **Sens x – x :**

✓ **Les charges verticales reprises par les portiques :**



**Figure IV-3- Figure donnant le type de contreventement selon x-x.**

✓ Les charges verticales reprises par les voiles :

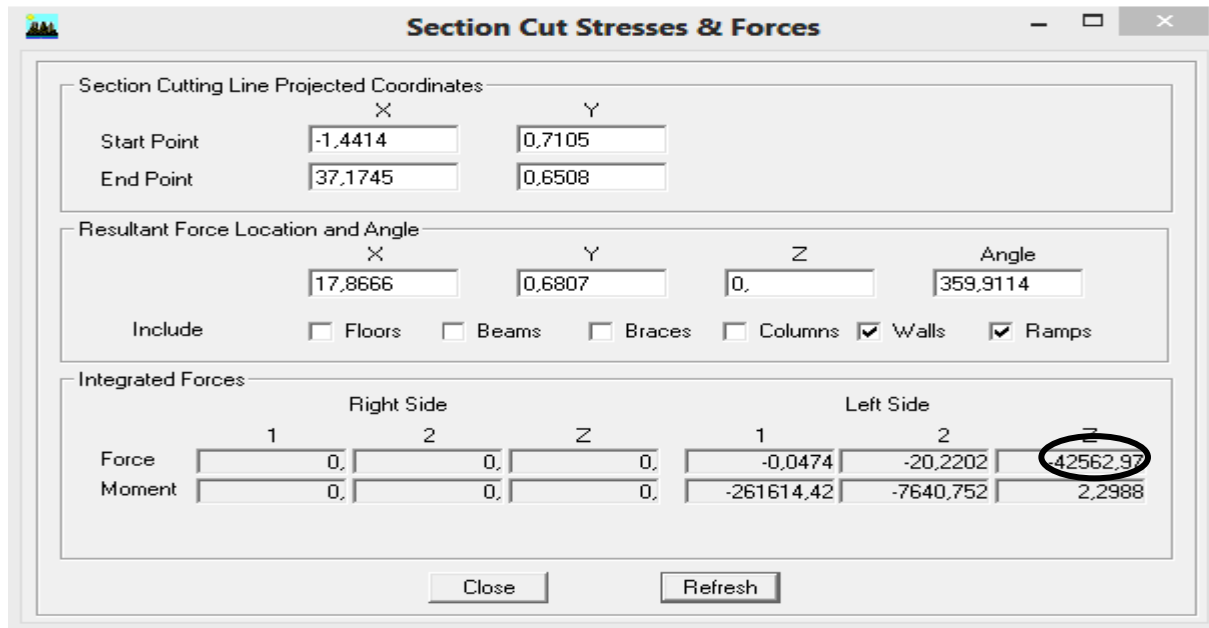


Figure IV-4- Figure donnant le type de contreventement selon x-x

Les charges verticales reprises par les portiques = 59.65 %

Les charges verticales reprises par les voiles = 40.35 %

• Sens y – y :

✓ Les charges verticales reprises par les portiques :

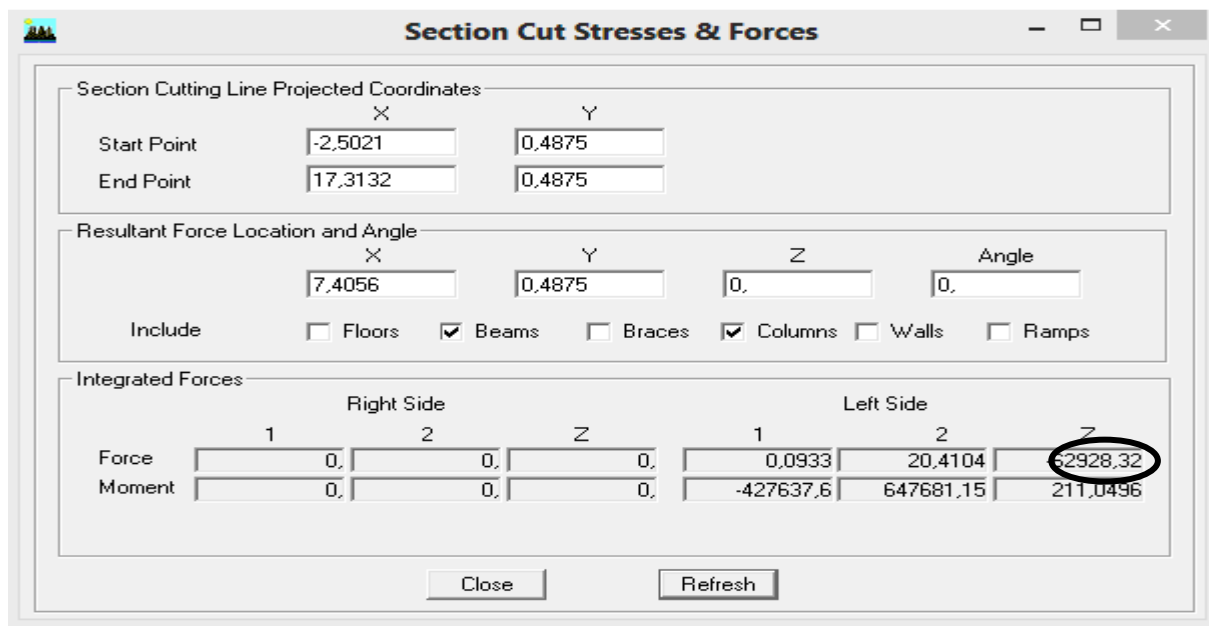


Figure IV-5- Figure donnant le type de contreventement selon y-y.

✓ **Les charges verticales reprises par les voiles :**

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,5021	0,4875
End Point	17,3132	0,4875

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7,4056	0,4875	0,	0,

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	-0,0787	-20,2201	-42562,97
Moment	0,	0,	0,	-269849,09	438014,99	-209,2083

Buttons: Close, Refresh

**Figure IV-6- Figure donnant le type de contreventement y-y.**

Les charges verticales reprises par les portiques = **60.51 %**

Les charges verticales reprises par les voiles = **39.49 %**

✓ **Charges sismiques reprises par les portiques :**

Sens xx : 13.18%

Sens yy : 13.33%

✓ **Charges sismiques reprises par les voiles :**

Sens xx : 86.82%

Sens yy : 86.87%

❖ **Conclusion**

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations verticales et la totalité des charges horizontales. Donc notre structure est contreventée par des voiles porteurs.

## IV-6) Vérification De La Structure Selon Les Exigences Du RPA99/Version2003 :

Il n'y a pas pire pour l'homme que de se retrouver face à un incident dont il n'avait aucune connaissance. Prédire une secousse sismique fait rêver plus d'un mais reste malheureusement à ce jour un domaine méconnu. Néanmoins, prévoir une construction parasismique peut être la seule manière de faire face à ce genre de dommages.

La réalisation d'une structure pouvant faire face à l'effet du séisme est l'intérêt de cette étude, pour cela, nous disposant d'un règlement parasismique rigoureux qui permet d'offrir un degré de protection considérable en vérifiant la stabilité et la résistance de la bâtisse vis-à-vis des efforts horizontaux et cela quelle que soit la région où on se trouve.

### IV-6-1) Estimation de la période fondamentale de la structure (Art4.2.4 /RPA99. V 2003) :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min (C_t \times h_n^{3/4}, 0.09 \frac{hN}{\sqrt{D}})$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_n = 39.78 \text{ m}$$

$C_t$  : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage.  $C_t = 0.05$

$D$  : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On doit vérifier que :  $T_{mse} \geq T_{ETABS}$

Périodes données par l'ETABS sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} T1 (yy) = 1.028 \text{ s (mode1)} \\ T2 (xx) = 0.956 \text{ s (mode2)} \end{array} \right.$$

Période donnée par les formules empiriques est :  $T = \min (C_t \times h_n^{3/4}, 0.09 \frac{hN}{\sqrt{D}})$

• Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} Ty1 = CT (h_N)^{3/4} = 0.05(39.78)^{3/4} = 0.792 \text{ s} \\ Ty2 = 0.09h_N/\sqrt{D} = 0.09 \times 39.78 / \sqrt{15.1} = 0.921 \text{ s} \end{array} \right.$$

Temp = min (Ty1; Ty2) = 0.792 s.

Tmse = Temp + 30% Temp = 0.792 + 0.2376 = 1.03 s

Donc : Tmse = 1.03 s > T1 = 1.028 s. **Condition vérifiée**

• Sens x-x :

Temp = min (Tx1; Tx2) = 0.792 s.

Tmse = Temp + 30% Temp = 0.792 + 0.237 = 1.03 s

Donc : Tmse = 1.03 s > T1 = 0.956 s. **Condition vérifiée**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	1,028469	0,0000	67,3065	0,0000	0,0000	67,3065	0,0000	98,5601
2	0,956800	68,5205	0,0000	0,0000	68,5205	67,3065	0,0000	0,0000
3	0,717776	0,3409	0,0000	0,0000	68,8615	67,3065	0,0000	0,0000
4	0,257975	15,9504	0,0000	0,0000	84,8119	67,3065	0,0000	0,0000
5	0,252068	0,0000	17,6637	0,0000	84,8119	84,9702	0,0000	1,0960
6	0,173791	0,2256	0,0000	0,0000	85,0375	84,9702	0,0000	0,0000
7	0,118091	6,1866	0,0000	0,0000	91,2241	84,9702	0,0000	0,0000
8	0,110646	0,0000	6,6242	0,0000	91,2241	91,5944	0,0000	0,2671
9	0,076833	0,1511	0,0000	0,0000	91,3752	91,5944	0,0000	0,0000
10	0,069710	3,2870	0,0000	0,0000	94,6622	91,5944	0,0000	0,0000
11	0,065179	0,0000	3,4145	0,0000	94,6622	95,0089	0,0000	0,0470
12	0,047363	1,9882	0,0000	0,0000	96,6504	95,0089	0,0000	0,0000

Tableau IV-1- Période et participation massique.

#### IV-6-2) 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 RPA99version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. La somme des masses modales dans le 8eme mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où **la condition du RPA est vérifiée.**

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 67.306 % et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 68.52 %.

#### IV-6-3) Vérification de l'effort tranchant a la base :(RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{mse}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_{mse} \leq 0.8 V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; Déplacements ; moments ...) dans le rapport  $0.8V_t / V_{mse}$

#### ❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{mse} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 ART (4 - 1)}$$

#### ❖ Calcul des coefficients A,D, Q, et R :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :
  - Groupe d'usage : **2**
  - Zone sismique **IIa** }  $\Rightarrow A = 0.15$  (Tab 4.1).
- **R** : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4.3), **R = 5**

#### ➤ Calcul du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99.

Critère q	Observation	P <sub>q</sub>
1. condition minimale sur les fils de contreventement.	oui	0
2. Redondance en plan.	oui	0
3. Régularité en plan.	non	0.05
4. Régularité en élévation.	oui	0
5. contrôle de la qualité des matériaux.	oui	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution.	oui	0

Valeurs de pénalités  $P_q = 0.05$

D'où :  $Q = 1.05$

➤ **Calcul du poids total de la structure  $W_t$  :**

Du logiciel ETABS :

$$W = \sum_1^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W_{Gi} = 64292,65 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = 10615,93 \text{ KN}$$

$$W_t = 64292,65 + 0,2 \times 10615,93 = 66415,836 \text{ KN}$$

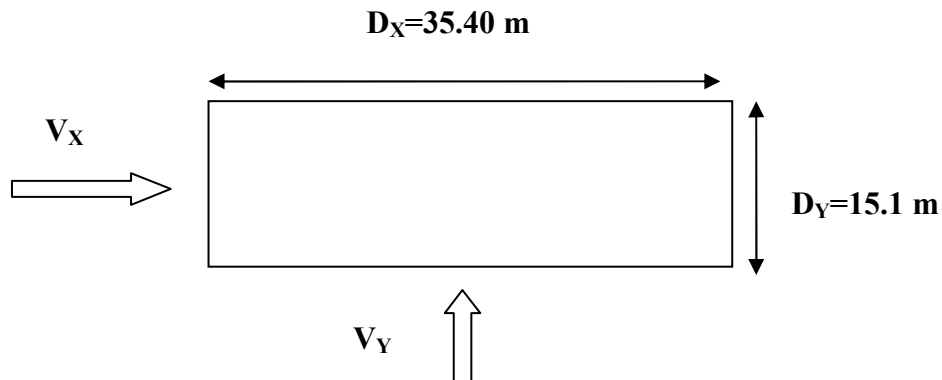
➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen  $D$  :**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale (T) :

$$D_x = 2,5\eta (T_2/T_x)^{2/3} \quad T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_y = 2,5\eta (T_2/T_y)^{2/3} \quad T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ sec}$$

Avec :



$$T_X = 0.956s$$

$$T_y = 1.027s$$

$$T_2 = 0.5s \quad \text{Site 3 (Tab 4.7) de RPA99}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

$$\text{D'ou } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.88 \geq 0.70 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_X = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.956}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.43 \\ D_y = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{1.027}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.36 \end{array} \right.$$

Les valeurs de **A, D, Q, R, T** et **Wt** sont résumés dans le tableau suivant :

Paramètre :		Valeur :	Article du RPA :
Coefficient de zone A		<b>0.15</b>	Tableau 4.1
Facteur de qualité Q		<b>1.05</b>	Tableau 4.4
Période caractéristique T		<b>0.5 sec</b>	Tableau 4.7
Poids total de la structure Wt		<b>66415.836 KN</b>	/
Coefficient de comportement R		<b>4</b>	Tableau 4.3
Facteur d'amplification D	$D_x$	<b>1.43</b>	formule
	$D_Y$	<b>1.36</b>	

$$V_{mse\ X} = \frac{0.15 \times 1.43 \times 1.05}{4} \times 66415.836 = 3739.62\ KN$$

$$V_{mse\ Y} = \frac{0.15 \times 1.36 \times 1.05}{4} \times 66415.836 = 3536.57\ KN$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

$$V_{dyn} > 80\% V_{mse}$$

$V_{dyn}$ : Les efforts tranchants dynamiques à la base de la structure donnée par le logiciel ETABS

$$V_{X\ dyn} = 3207.97\ KN$$

$$V_{Y\ dyn} = 3099.62\ KN$$

D'où :

$$V_{X\ dyn} = 3207.97\ KN > 80\% V_{MSE\ X} = 2991.696\ KN \rightarrow \text{Condition Verifiee}$$

$$V_{Y\ dyn} = 3099.62\ KN > 80\% V_{MSE\ Y} = 2845.254\ KN \rightarrow \text{Condition Verifiee}$$

**Donc** : l'effort tranchant a la base est vérifié

**IV-6-4) Déplacements relatifs :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Avec :

**R** : Coefficient de comportement **R=4**.

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après (art 4.4.3 RPA99/2003) le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Déplacements des niveaux		Déplacements relatifs des niveaux		1% $h_e$ (cm)	Vérification $\Delta K < 1\%h_e$
	$\delta_{k,x}$ max (cm)	$\delta_{k,y}$ max (cm)	$\Delta k_x$ (cm)	$\Delta k_y$ (cm)		
13	2.24	2.64	0.18	0.23	3.06	CV
12	2.06	2.41	0.18	0.23	3.06	CV
11	1.88	2.18	0.19	0.24	3.06	CV
10	1.69	1.94	0.20	0.25	3.06	CV
9	1.49	1.69	0.21	0.25	3.06	CV
8	1.28	1.44	0.21	0.24	3.06	CV
7	1.07	1.20	0.21	0.25	3.06	CV
6	0.86	0.95	0.20	0.23	3.06	CV
5	0.66	0.72	0.19	0.22	3.06	CV
4	0.47	0.50	0.17	0.19	3.06	CV
3	0.30	0.31	0.15	0.15	3.06	CV
2	0.15	0.16	0.10	0.11	3.06	CV
1	0.05	0.05	0.05	0.05	3.06	CV

**Tableau. IV-2-Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.**

**Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

✓ **Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

**f** : La flèche admissible.

**Ht** : la hauteur totale du bâtiment

- **Sous l'action de Ex :**

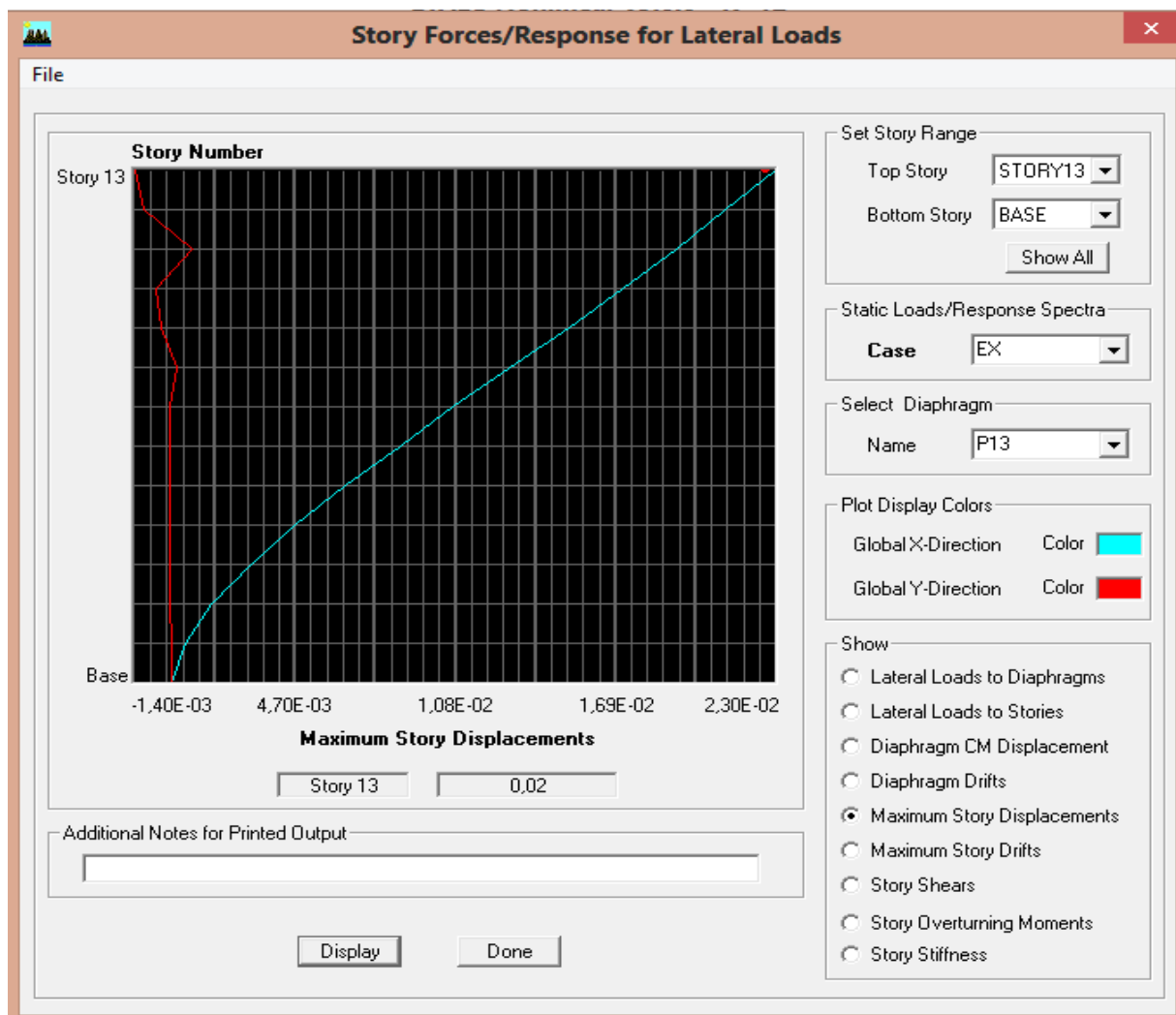


Figure. IV-7-Déplacement maximal dans le sens x-x.

$$\delta_{\max} = 0.02 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = 39.78/500 = 0.0796 \text{ m} \rightarrow \text{Condition Verifiée}$$

- Sous l'action de Ey :

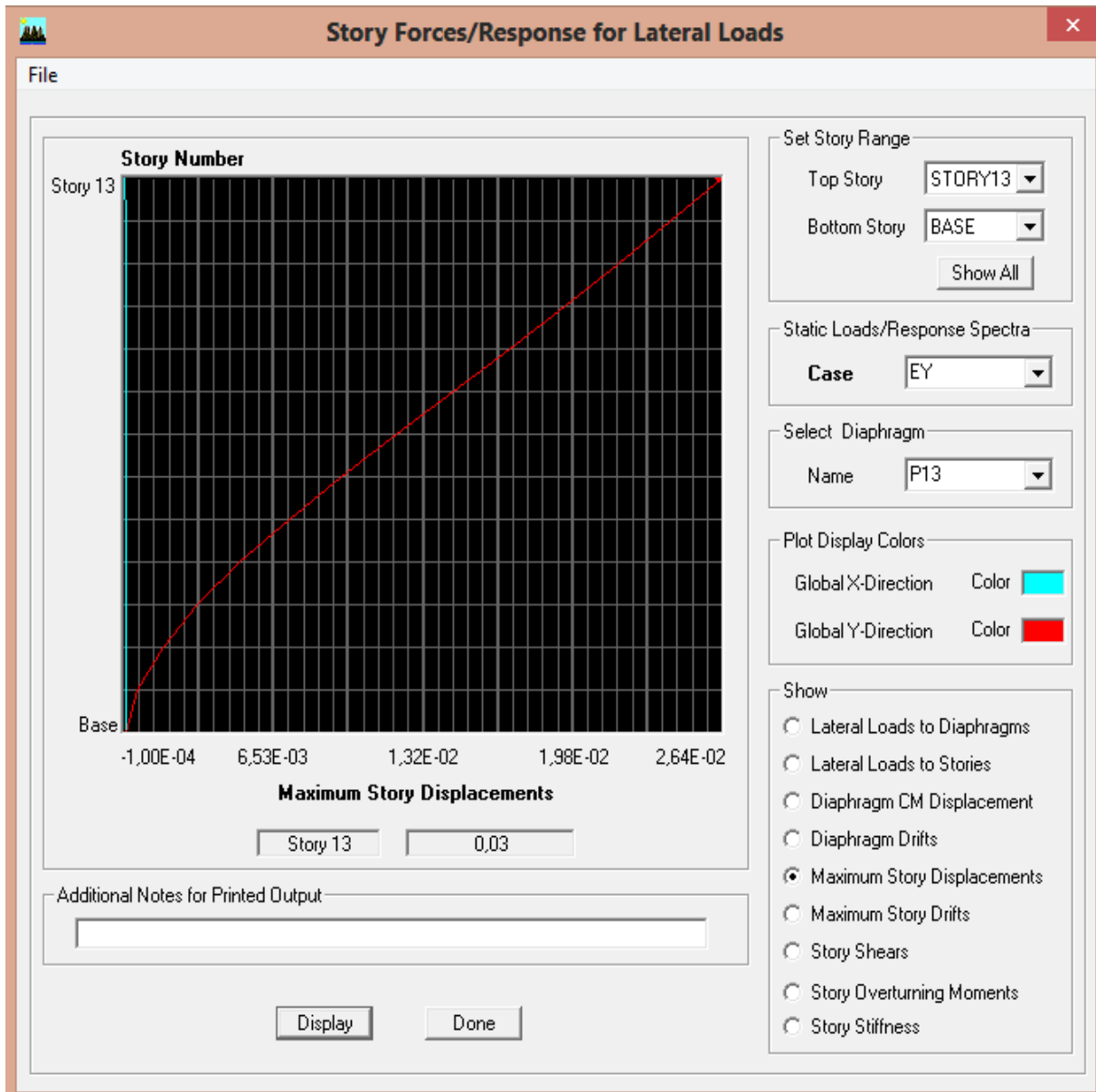


Figure. IV-8- Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0.03 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = 39.78/500 = 0.0796 \text{ m} \rightarrow \text{Condition Verifiée}$$

#### IV-6-5) Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle - égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

$C_M$  : centre de masse

$C_R$  : centre de rigidité

- **Suivant le sens x-x** :  $L_x = 35.4$  m

On doit vérifier que :  $| C_M - C_R | \leq 5\% L_x$

<i>Niv</i>	<i>Diaphragm</i>	$X_{CM}$	$X_{CR}$	$C_M - C_R$	$5\% L_x$	<i>Vérification</i>
1	P1	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>
2	P2	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>
3	P3	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>
4	P4	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>
5	P5	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>
6	P6	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>
7	P7	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>
8	P8	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>
9	P9	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>
10	P10	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>
11	P11	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>
12	P12	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>
13	P13	17,700	17,700	0.00	1.77	<b>OK</b>

**Tableau IV-3- Excentricité suivant x-x.**

- **Suivant le sens y-y** :  $L_y = 15.1$  m

On doit vérifier que :  $| C_M - C_R | \leq 5\% L_y$

<i>Niv</i>	<i>Diaphragm</i>	$Y_{CM}$	$Y_{CR}$	$C_M - C_R$	$5\% L_y$	<i>Vérification</i>
1	P1	7,108	6,729	0.379	0.755	<b>Ok</b>
2	P2	7,108	6,724	0.384	0.755	<b>Ok</b>
3	P3	7,108	6,720	0.386	0.755	<b>Ok</b>
4	P4	7,107	6,716	0.391	0.755	<b>Ok</b>
5	P5	7,104	6,714	0.390	0.755	<b>Ok</b>
6	P6	7,104	6,711	0.393	0.755	<b>Ok</b>
7	P7	7,104	6,546	0.558	0.755	<b>Ok</b>
8	P8	7,101	6,876	0.225	0.755	<b>Ok</b>
9	P9	7,099	7,176	0.077	0.755	<b>Ok</b>
10	P10	7,099	7,446	0.347	0.755	<b>Ok</b>
11	P11	7,099	7,683	0.584	0.755	<b>Ok</b>
12	P12	7,095	7,683	0.588	0.755	<b>Ok</b>
13	P13	6,973	7,683	0.710	0.755	<b>Ok</b>

**Tableau IV-4-Excentricité suivant y-y.**

#### IV-6-6) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{Nd}{Bc f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

**Nd** : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

**Nd** = 11140.19 KN.

**Bc** : l'aire de la section de béton (section brute).

**f<sub>c28</sub>** = 25 MPa : la résistance caractéristique du béton.

$$AN : \frac{1140.19}{0.45 \times 0.45 \times 25} \times 10^{-3} = 0.225 \leq 0.3 \quad \text{condition vérifiée}$$

#### IV-6-7) Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure où 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 » (Δ). La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P-δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k < 0.1 \text{ tel que :}$$

- Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés
- Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1 / (1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

$P_K$  : 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 ».

L'évaluation de cet effet du 2eme ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Niv :	$P_K(\text{KN})$	$\Delta_{KX}(\text{m})$	$\Delta_{KY}(\text{m})$	$V_{KX}(\text{KN})$	$V_{KY}(\text{KN})$	$h_K(\text{m})$	$\theta_{kX}$	$\theta_{kY}$	Verif°
13	4710.697	0.0018	0.0023	538,85	536,94	3.06	0.0050	0.0060	Ok
12	5106.704	0.0018	0.0023	947,57	944,52	3.06	0.0030	0.0040	Ok
11	5210.771	0.0019	0.0024	1276,51	1248,32	3.06	0.0025	0.0030	Ok
10	5210.771	0.0020	0.0025	1561,87	1506,21	3.06	0.0020	0.0028	Ok
9	5210.771	0.0021	0.0025	1803,13	1733,78	3.06	0.0019	0.0024	Ok
8	5265.821	0.0021	0.0024	2017,31	1929,22	3.06	0.0018	0.0021	Ok
7	5333.103	0.0021	0.0025	2211,68	2106,44	3.06	0.0016	0.0020	Ok
6	5333.103	0.0020	0.0023	2383,13	2273,33	3.06	0.0014	0.0017	Ok
5	5333.103	0.0019	0.0022	2536,82	2420,67	3.06	0.0013	0.0015	Ok
4	5397.617	0.0017	0.0019	2666,40	2546,92	3.06	0.0011	0.0013	Ok
3	5473.87	0.0015	0.0015	2772,38	2662,01	3.06	0.0009	0.0010	Ok
2	5473.87	0.0010	0.0011	2960,91	2755,37	3.06	0.0006	0.0007	Ok
1	5473.87	0.0005	0.0005	3207,66	3099,62	3.06	0.0002	0.0003	Ok

Tableau IV-5-Vérification de l'effet P-Delta.

On constate que  $\theta_{kX}$  et  $\theta_{kY}$  sont inférieure à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

❖ **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La structure est contreventée par voiles.
- La période fondamentale est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant a la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- Les efforts normaux aux niveaux des poteaux sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on Peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

A decorative border consisting of a continuous line of small red stars surrounds the entire page.

# *Chapitre V:*

## *Ferraillage des poutres*

### V) Ferrailage des poutres :

#### V-1) Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les combinaisons de calcul :

- $1.35 G + 1.5 Q$  → ELU.
- $G + Q$  → ELS.
- $G + Q \pm E$  → RPA 2003
- $0.8 G \pm E$  → RPA 2003.

#### ✓ Diagrammes Des Efforts Internes:

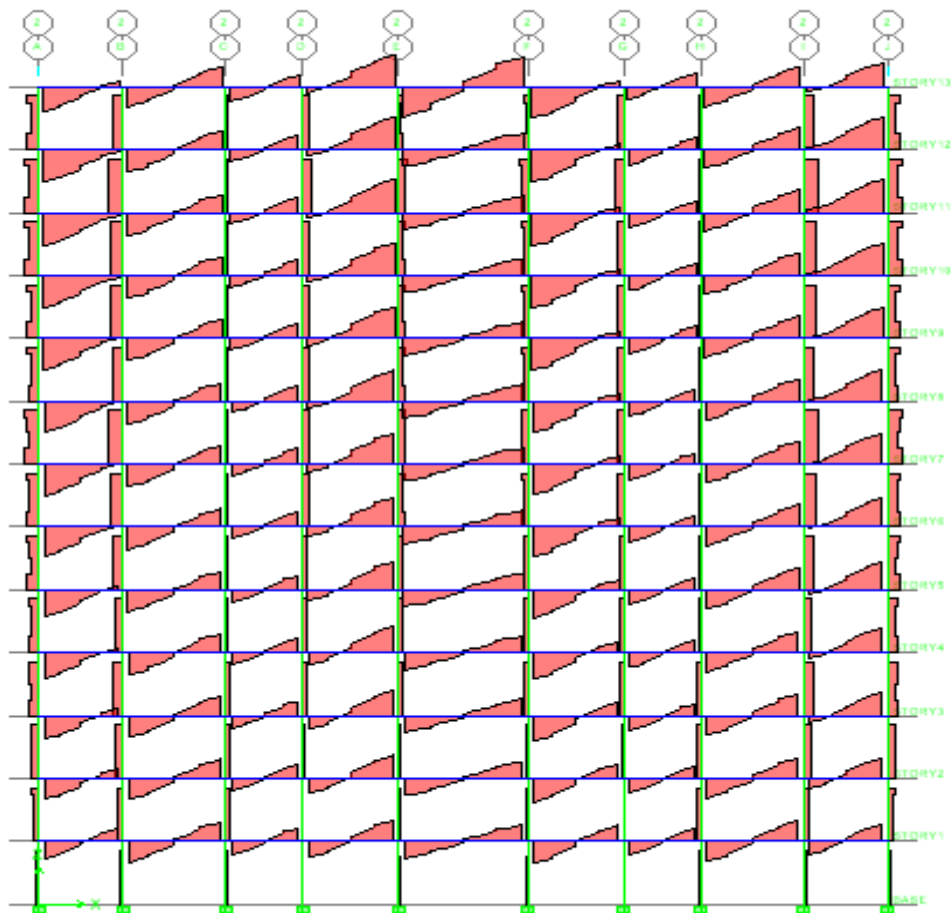
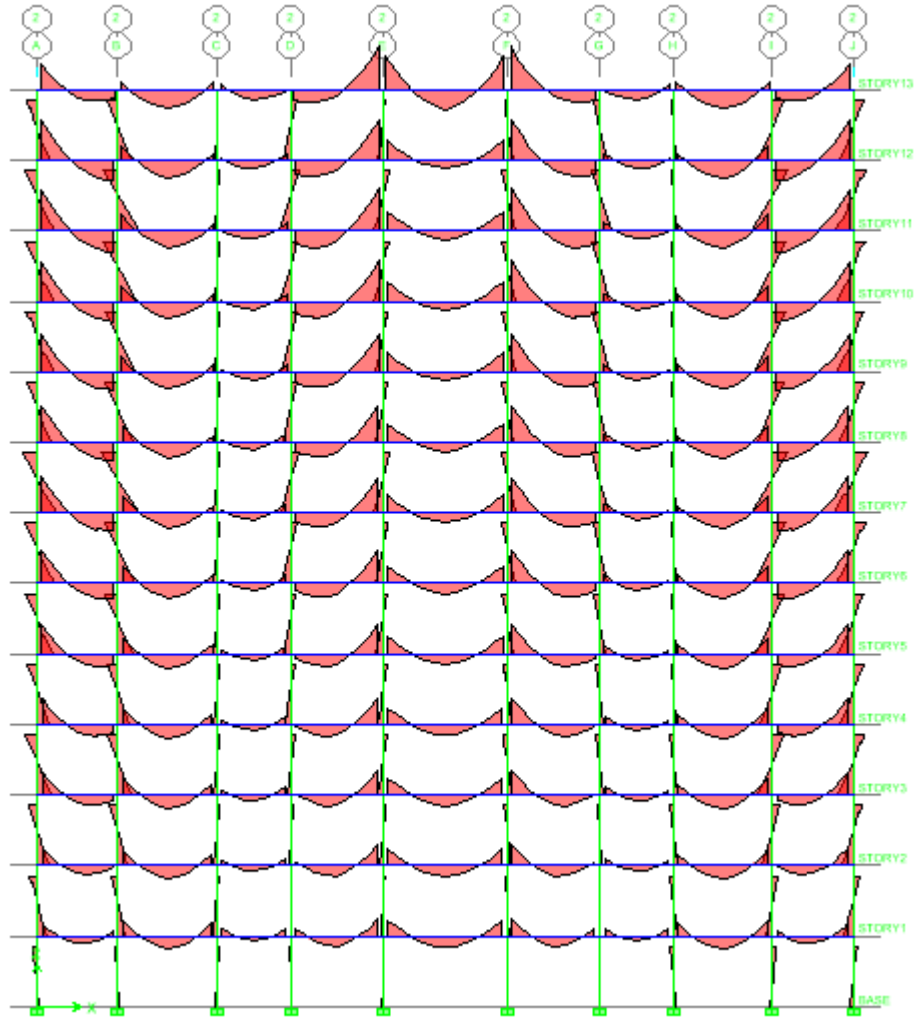
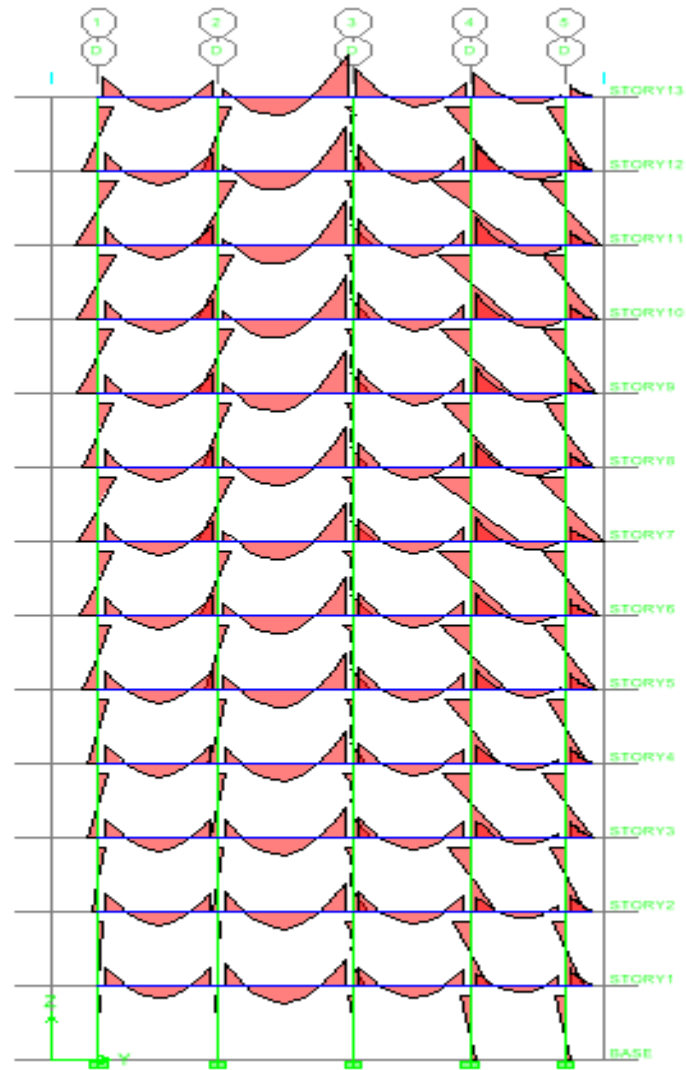


Figure V -1 : Diagramme des efforts tranchants du portique 2(sens longitudinal).



**Figure V -2 : Diagramme des moments fléchissant du portique 2(sens longitudinal)**



**Figure V -3 : Diagramme des moments fléchissant du portique A (sens transversal)**

### V-2) Recommandation du RPA99 version 2003 :

#### a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.

-Poutres principales :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :

-En zone courante : 4 %

-En zone de recouvrement : 6 %

#### ✓ En zone courante :

Poutres principales :  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

#### ✓ En zone de recouvrement :

Poutre principale :  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de :  $40\Phi$  (*zone IIa*)

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### b) Armatures transversales ART (7.5.2.2) :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :

$s_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) \rightarrow$  En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow$  En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

- $\Phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

-Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### ✓ Dispositions constructives :

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes :

- à  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- à  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

### V-3) Ferrailage des poutres à l'ELU :

#### ✓ Armatures longitudinales :

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.

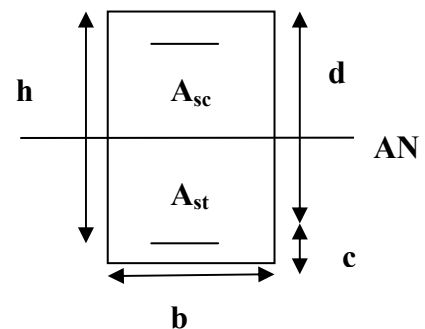
Avec :

**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 :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

$M_u$  : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- Si  $\mu \leq \mu_l = 0.392$  la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne comprendra que des aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

- Si  $\mu \geq \mu_l = 0.392$  la section est doublement armée (SDA) c à d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcul :  $M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

**M<sub>r</sub>** : moment ultime pour une section simplement armée.

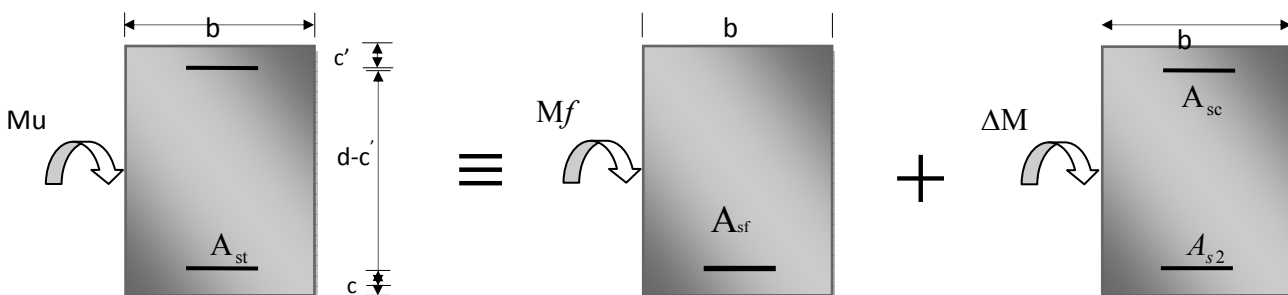
**M<sub>u</sub>** : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- **Armatures tendues :**

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

- **Armatures comprimées :**

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



**Figure. V-4 : schéma de calcul en flexion simple**

## Chapitre V : Ferrailage des poutres

---

### Remarque :

Le ferrailage des poutres se fait par zones tel que :

**Zone1** : RDC 1<sup>er</sup>.2<sup>eme</sup>.3<sup>eme</sup> étage.

**Zone2**: 4eme.5eme.6eme.7eme étages.

**Zone3** : 8<sup>eme</sup>.9<sup>eme</sup>.10<sup>eme</sup>.11<sup>eme</sup> étage.

**Zone4** : 12<sup>eme</sup> étage

### a) Ferrailages des poutres principales :

#### ✓ Ferrailages en travées :

NIV	$M_u^{max}$ (KN.m)	Comb	$\mu$	Obs	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$
<b>Zone 4</b>	73,654	ELU	0.098	SSA	5.316	6.75	<b>3HA14+2HA12</b>	<b>6.88</b>
<b>Zone3</b>	65,271	ELU	0.086	SSA	4.676	6.75	<b>3HA14+2HA12</b>	<b>6.88</b>
<b>Zone2</b>	59,661	ELU	0.079	SSA	4.261	6.75	<b>3HA14</b>	<b>4.62</b>
<b>Zone1</b>	54,431	ELU	0.072	SSA	3.86	6.75	<b>3HA14</b>	<b>4.62</b>

#### ✓ Ferrailages aux appuis :

NIV	$M_u^{max}$ (KN.m)	Comb	$\mu$	Obs	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$
<b>Zone 4</b>	64,414	G+Q-EX	0.086	SSA	4.615	6.75	<b>3HA14+3HA12</b>	<b>8.01</b>
<b>Zone3</b>	95,900	G+Q-EX	0.128	SSA	7.05	6.75	<b>3HA14+3HA12</b>	<b>8.01</b>
<b>Zone2</b>	132,41	G+Q-EX	0.176	SSA	10.05	6.75	<b>3HA16+3HA14</b>	<b>10.65</b>
<b>Zone1</b>	131.725	G+Q-EX	0.175	SSA	10.00	6.75	<b>3HA16+3HA14</b>	<b>10.65</b>

## Chapitre V : Ferrailage des poutres

✓ **Conclusion** : Le ferrailage sera comme suit :

Niv	Appui et Travée	Ferrailage adoptée		A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
		filantes	chapeaux	
(RDC jusqu'au 7 <sup>ème</sup> ) étages	Lit supérieur	3HA16	3HA14	10.65
	Lit inférieur	3HA14	/	8.01
(8 <sup>ème</sup> jusqu'au 12 <sup>ème</sup> ) étages	Lit supérieur	3HA14	3HA12	8.01
	Lit inférieur	3HA14	2HA12	6.88

b) Ferrailages des poutres secondaires :

✓ Ferrailages en travées :

NIV	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	Comb	μ	Obs	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>adp</sub>
Zone 4	34,046	ELU	0.078	SSA	3.19	5.25	3HA12	3.39
Zone3	32,848	ELU	0.075	SSA	3.07	5.25	3HA12	3.39
Zone2	31,372	ELU	0.072	SSA	2.92	5.25	3HA12	3.39
Zone1	29,505	ELU	0.068	SSA	2.77	5.25	3HA12	3.39

✓ Ferrailages aux appuis :

NIV	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	Comb	μ	Obs	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>adp</sub>
Zone 4	72,504	G+Q-EY	0.166	SSA	7.16	5.25	3HA14+3HA12	8.01
Zone3	84,661	G+Q-EY	0.186	SSA	8.134	5.25	3HA14+3HA12	8.01
Zone2	98,79	G+Q-EY	0.226	SSA	10.19	5.25	3HA16+3HA14	10.65
Zone1	102,223	G+Q-EY	0.234	SSA	10.59	5.25	3HA16+3HA14	10.65

## Chapitre V : Ferrailage des poutres

✓ **Conclusion** : Le ferrailage sera comme suit :

Niv	Appui et Travée	Ferrailage adoptée		A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
		filantes	chapeaux	
(RDC jusqu'au 7 <sup>ème</sup> ) étages	Lit supérieur	3HA16	3HA14	10.65
	Lit inférieur	3HA12	/	3.39
(8 <sup>ème</sup> jusqu'au 12 <sup>ème</sup> ) étages	Lit supérieur	3HA14	3HA12	8.01
	Lit inférieur	3HA12	/	3.39

### V-4) Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

#### a) -Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

La section minimale des armatures longitudinales est :

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

#### ✓ Poutres principales de (30x45) :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Poutres secondaires de (30x 35) :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2$$

$A_{adop} > A_{min} \rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

#### b) - Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  » ; prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\} \text{MPa} = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \right\} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d}$$

$T_{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

– Poutres secondaires :  $\tau_u = \frac{64,61 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.673 \text{MPa}$

– Poutres principales :  $\tau_u = \frac{112,98 \times 10^3}{300 \times 420} = 0.897 \text{MPa}$

La condition est vérifiée pour tous les niveaux.

### c) -Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

#### ✓ Influence sur le béton :

Il faut vérifier que :

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0.4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = (0.9d)$$

- Poutres principale :  $\bar{T}_u = 0.4 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.42 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 756 \text{KN}$

$$T_u^{max} = 112.98 \text{KN} < 756 \text{KN} \rightarrow \text{CV}$$

- Poutres secondaires :  $\bar{T}_u = 0.4 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.32 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 576 \text{KN}$

$$T_u^{max} = 64.61 \text{KN} < 576 \text{KN} \rightarrow \text{CV}$$

#### ✓ Influence sur les armatures :

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \left( T_u^{max} - \frac{M_U}{0.9d} \right)$$

Si :

$$\left( T_u^{max} - \frac{M_U}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow \text{La verification n'est pas necessaire.}$$

- Poutres principales :  $112.98 - \frac{96,185}{0.9 \times 0.42} = -141.478 \text{KN} < 0$

- Poutres secondaire :  $64.61 - \frac{64,516}{0.9 \times 0.32} = -159.404 \text{KN} < 0$

## Chapitre V : Ferrailage des poutres

---

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

### Conclusion :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

### d)-Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :(BAEL91Art A.6.1. 3) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

- La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi \times f_{t28} \quad \text{avec: } \Psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

- La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec } u_i: \text{ périmètre des barres}$$

$$\sum U_{i=n} n \pi \emptyset$$

- Poutres principales :**

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 \rightarrow \sum U_{i=n} n \pi \emptyset = 3 \times 3.14 \times (16 + 14) = 282.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{112.98 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 282.6} = 1.058 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

- Poutres secondaires :**

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 \rightarrow \sum U_{i=n} n \pi \emptyset = 3 \times 3.14 \times (16 + 14) = 282.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{64.61 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 282.6} = 0.794 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

### e)- Ancrage des aciers :

#### ✓ Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

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

#### ✓ Calcul de la longueur de scellement au droit des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compressions demandées à la barre puisse être mobilisé.

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

$$\text{Pour les T16 : } L_s = \frac{0.016 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.564 \text{ m} = 56.4 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T14 : } L_s = \frac{0.014 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.493 \text{ m} = 49.3 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T12 : } L_s = \frac{0.012 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.423 \text{ m} = 42.3 \text{ cm}$$

Les règles du (**BAEL 91 Art. A.6.1**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne Terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à (**0.4 L<sub>s</sub>**) pour les aciers H.A.

- Pour les  $\Phi 16$  :  $l_a = 22.56 \text{ cm}$
- Pour les  $\Phi 14$  :  $l_a = 19.72 \text{ cm}$
- Pour les  $\Phi 12$  :  $l_a = 16.92 \text{ cm}$

### f) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{45}{35}, 1.2, \frac{30}{10} \right\} \rightarrow \min \{1.28, 1.2, 3\} = 1.2 \text{ cm}$$

$\Phi_l$ : étant le plus petit diamètre des armatures.

Soit :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

## Chapitre V : Ferrailage des poutres

On choisira 1 cadre+1 étrier soit  $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$

✓ **Espacement d'armatures :**

➤ **poutre principale :**

- **Zone nodale (appui) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.6; 30\right) = \min(11.25; 19.2; 30)$$

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

- **Zone courante (travée):**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **poutre secondaire :**

- **Zone nodale (appui) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30\right) = \min(8.75; 16.8; 30)$$

Soit :  $S_t = 8\text{cm}$

- **Zone courante (travée):**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

✓ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\begin{cases} L' = 2xh \\ h' = \max \{h_e/6; b_1; h_1; 60\} \text{ cm} \end{cases}$$

**h**: Hauteur des poutres.

**b<sub>1</sub>** et **h<sub>1</sub>** : dimensions du poteau.

**h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus des poutres.

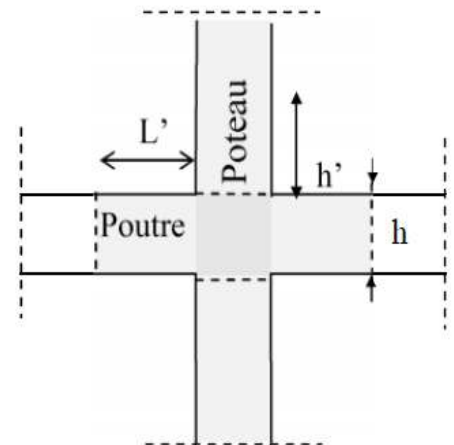


Fig. V-5 : Délimitation de la zone nodale

**Les poutres :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \text{ Poutres principales de (30x45)} \\ L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \text{ Poutres secondaire de (30x35)} \end{array} \right.$$

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

**g) Armatures longitudinales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0.003S_t b$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

**V-5) Vérification à l'ELS :**

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non Préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

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

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**b) Etat limite de déformation du béton en compression :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

Avec :

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

## Chapitre V : Ferrailage des poutres

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$A_{st}$  : armatures adoptées à l'ELU.

$K_1; \beta_1$  : Sont tirés des tableaux en fonction de :  $\rho = \frac{100A_s}{bd}$

✓ **Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS :**

➤ **En travées :**

NIV	$M_s^{max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
<b>Zone 4</b>	53,451	6.88	0.546	0.890	30.45	207.84	6.477	15	✓
<b>Zone3</b>	47,306	6.88	0.546	0.890	30.45	183.945	5.735	15	✓
<b>Zone2</b>	43,24	4.62	0.367	0.906	38.19	165.166	4.325	15	✓
<b>Zone1</b>	39,447	4.62	0.367	0.906	38.19	150.677	3.945	15	✓

➤ **Aux appuis :**

NIV	$M_s^{max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
<b>Zone 4</b>	73,605	8.01	0.636	0.883	27.73	247.779	8.94	15	✓
<b>Zone3</b>	81,952	8.01	0.636	0.883	27.73	276.046	9.95	15	✓
<b>Zone2</b>	69,312	10.65	0.845	0.869	23.17	178.424	7.70	15	✓
<b>Zone1</b>	45,95	10.65	0.845	0.869	23.17	116.392	5.023	15	✓

## Chapitre V : Ferrailage des poutres

### ✓ Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS :

#### ➤ En travées :

NIV	$M_s^{max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Zone 4	24,808	3.39	0.353	0.908	39.35	251.858	6.400	15	✓
Zone3	23,82	3.39	0.353	0.908	39.35	241.828	6.146	15	✓
Zone2	22,738	3.39	0.353	0.908	39.35	230.843	5.866	15	✓
Zone1	21,377	3.39	0.353	0.908	39.35	217.026	5.515	15	✓

#### ➤ Aux appuis :

NIV	$M_s^{max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Zone 4	56,621	8.01	0.834	0.870	23.46	253.634	10.81	15	✓
Zone3	59,714	8.01	1.109	0.856	19.72	204.445	10.36	15	✓
Zone2	52,791	10.65	1.109	0.856	19.72	108.735	5.514	15	✓
Zone1	40,641	10.65	1.109	0.856	19.72	139.176	7.058	15	✓

### c) Etat limite de déformation :

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.

D'après les règles du **BAEL91**, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{b d} < \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$A_s$  : Armatures adoptée en travée.

$f_e$ : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

## Chapitre V : Ferrailage des poutres

---

$M_t$  : Moment max à l'ELS.

$M_0$ : Moment max isostatique

✓ Sens principale :

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{490} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{4.62}{30 \times 42} = 0.0037 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{490} = 0.092 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{53.415}{10 \times 62.841} = 0.085 \rightarrow \mathbf{CV}$$

✓ Sens secondaire:

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{385} = 0.091 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{3.39}{30 \times 32} = 0.0035 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{385} = 0.091 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{24,808}{10 \times 29.186} = 0.085 \rightarrow \mathbf{CV}$$

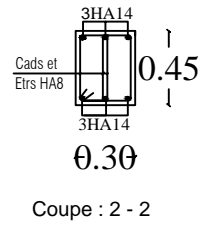
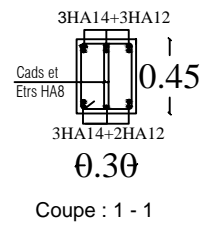
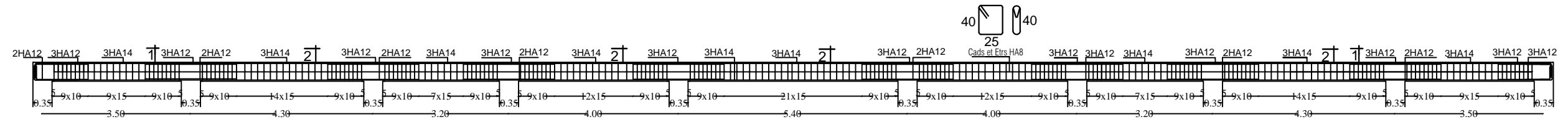
Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

## Chapitre V : Ferrailage des poutres

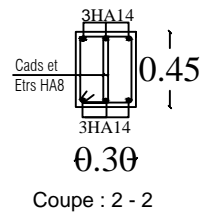
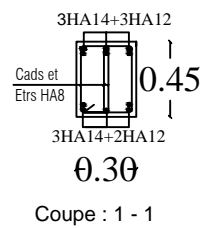
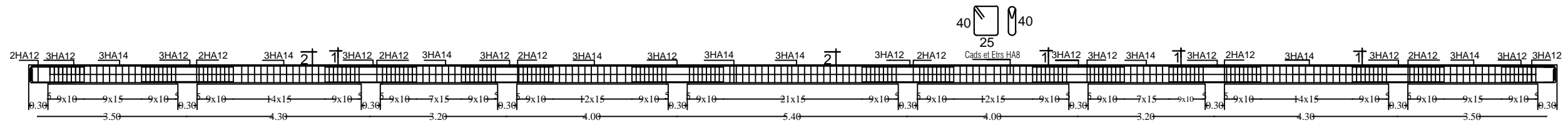
✓ Conclusion :

	Niveaux	Armatures longitudinales				Armatures transversales	
		En travée		Aux appuis		Zone courante	Zone nodale
		Filantes	Chapeaux	Filantes	Chapeaux		
<b>Poutres principales</b>	<b>Du RDC au 7<sup>ème</sup> étage</b>	3HA14	/	3HA16	3HA14	Cadre + étrier (HA8)	
	<b>DU 8<sup>ème</sup> au 12<sup>ème</sup> étages</b>	3HA14	2HA12	3HA14	3HA12		
<b>Poutres secondaires</b>	<b>Du RDC au 7<sup>ème</sup> étage</b>	3HA12	/	3HA16	3HA14	Cadre + étrier (HA8)	
	<b>DU 8<sup>ème</sup> au 12<sup>ème</sup> étage</b>	3HA12	/	3HA14	3HA12		





Poutres Principales (30x45) zone 3 fil 2



Poutres Principales (30x45) zone 4 fil 2

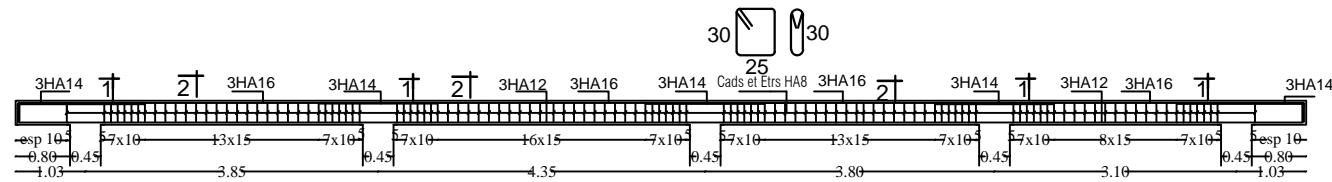
# FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

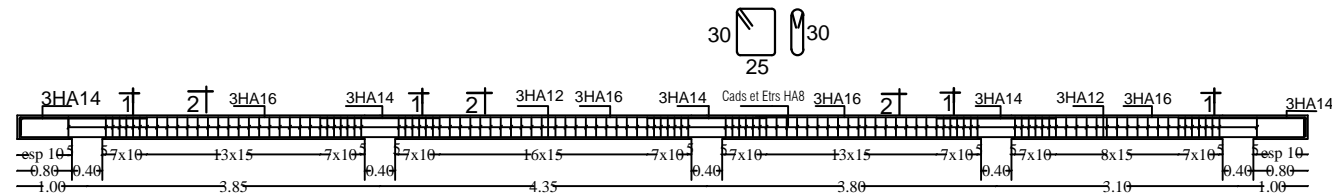
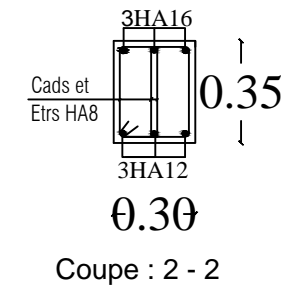
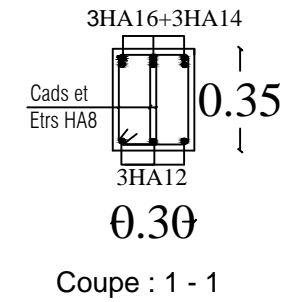
ETUDIE PAR :  
 Mr : Ait KACI

DIRIGE PAR :  
 Mr : Ben Chiha

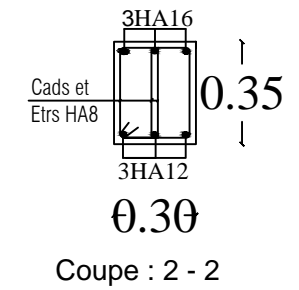
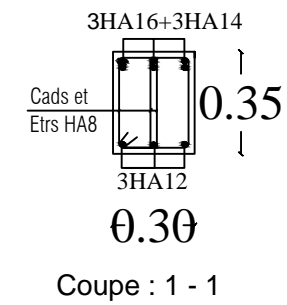
TITRE :  
 Ferrailage des poutres principales



Poutres Secondaires (30x35) zone 1 fil C



Poutres Secondaires (30x35) zone 2 fil C

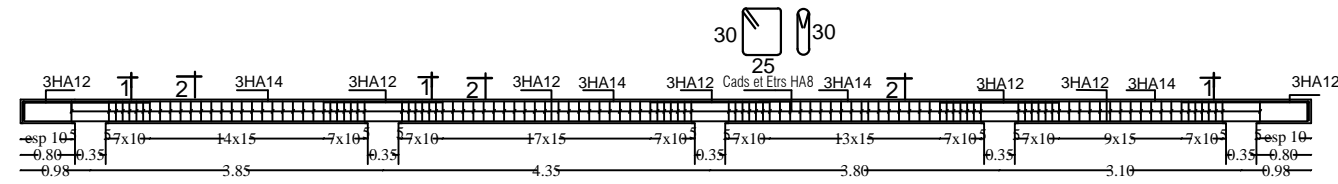


# FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

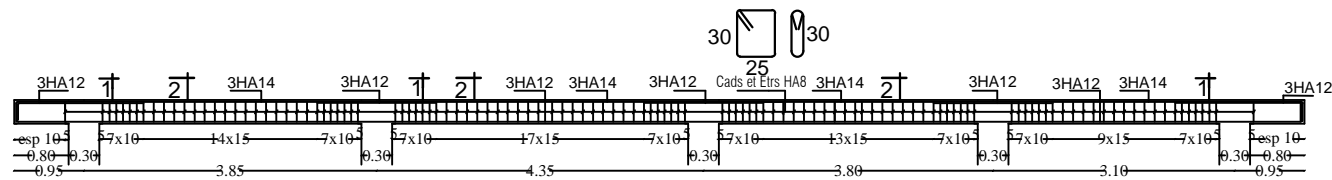
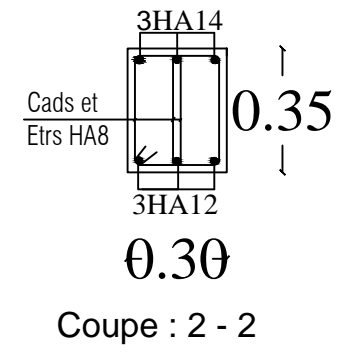
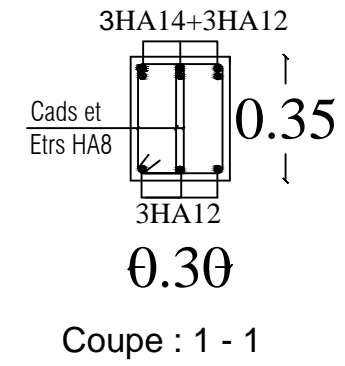
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : Ait KACI  
 DIRIGE PAR :  
 Mr : Ben Chiha

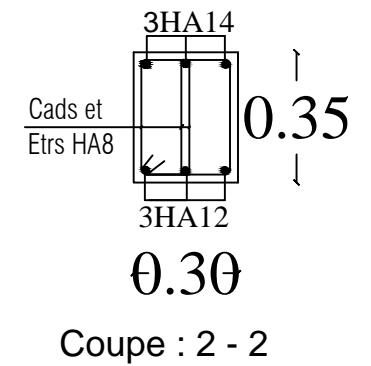
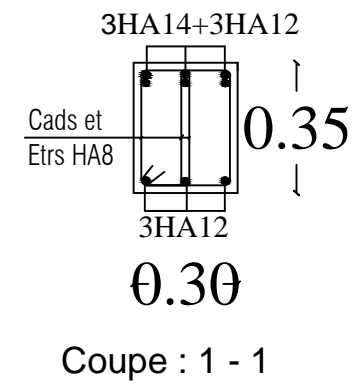
TITRE :  
 Ferrailage des poutres secondaires



Poutres Secondaires (30x35) zone 3 fil C



Poutres Secondaires (30x35) zone 4 fil C



# FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr : Ait KACI	TITRE : Ferrailage des poutres secondaires
DIRIGE PAR : Mr : Ben Chiha	

A decorative border of small red stars surrounds the entire page.

*Chapitre VI:*  
*Ferraillage des poteaux*

### VI) Ferrailage des poteaux :

#### VI-1) Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

Sous les combinaisons :

$1.35 G + 1.5 Q \longrightarrow$  ELU.

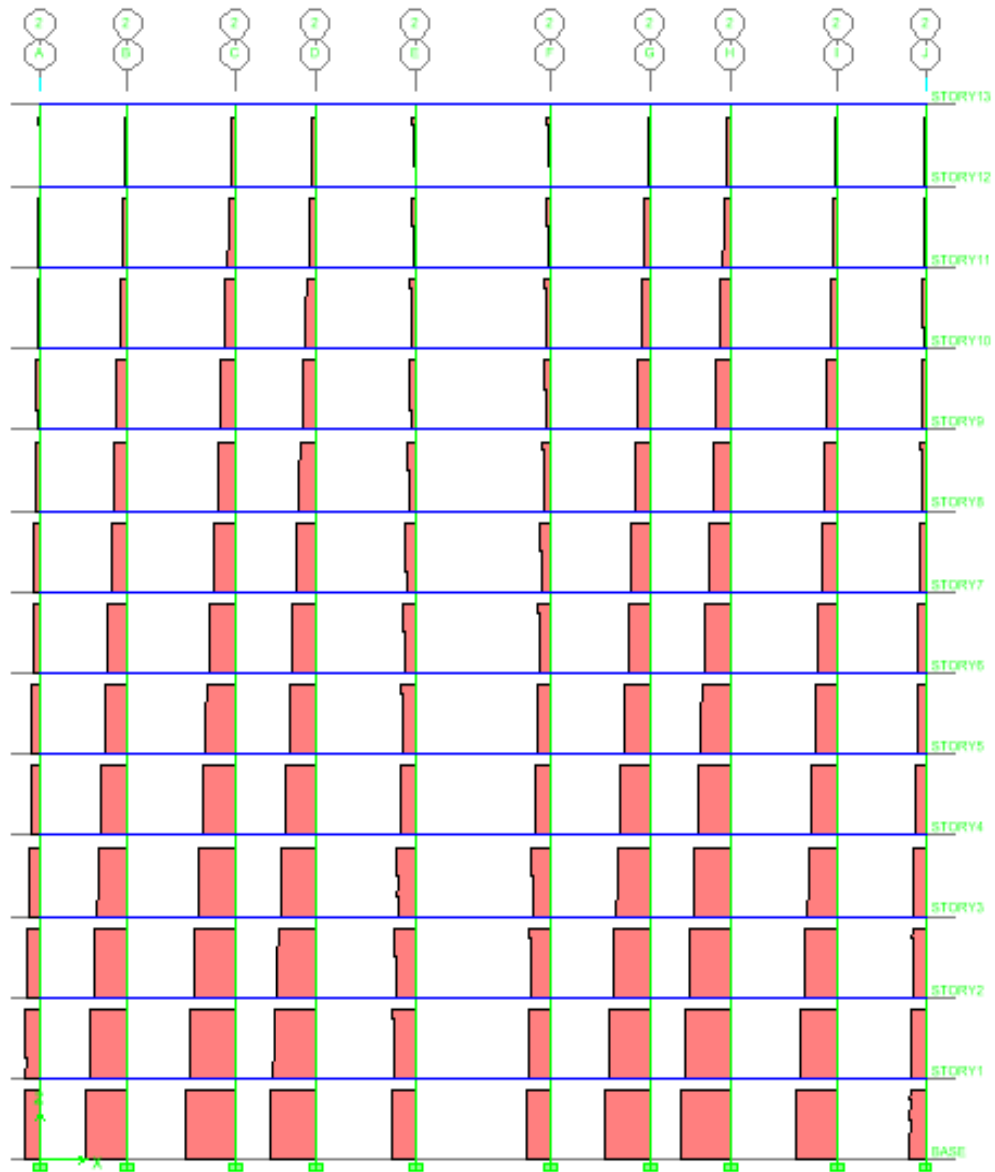
$G + Q \longrightarrow$  ELS.

$G + Q \pm E \longrightarrow$  RPA 99 révisé 2003.

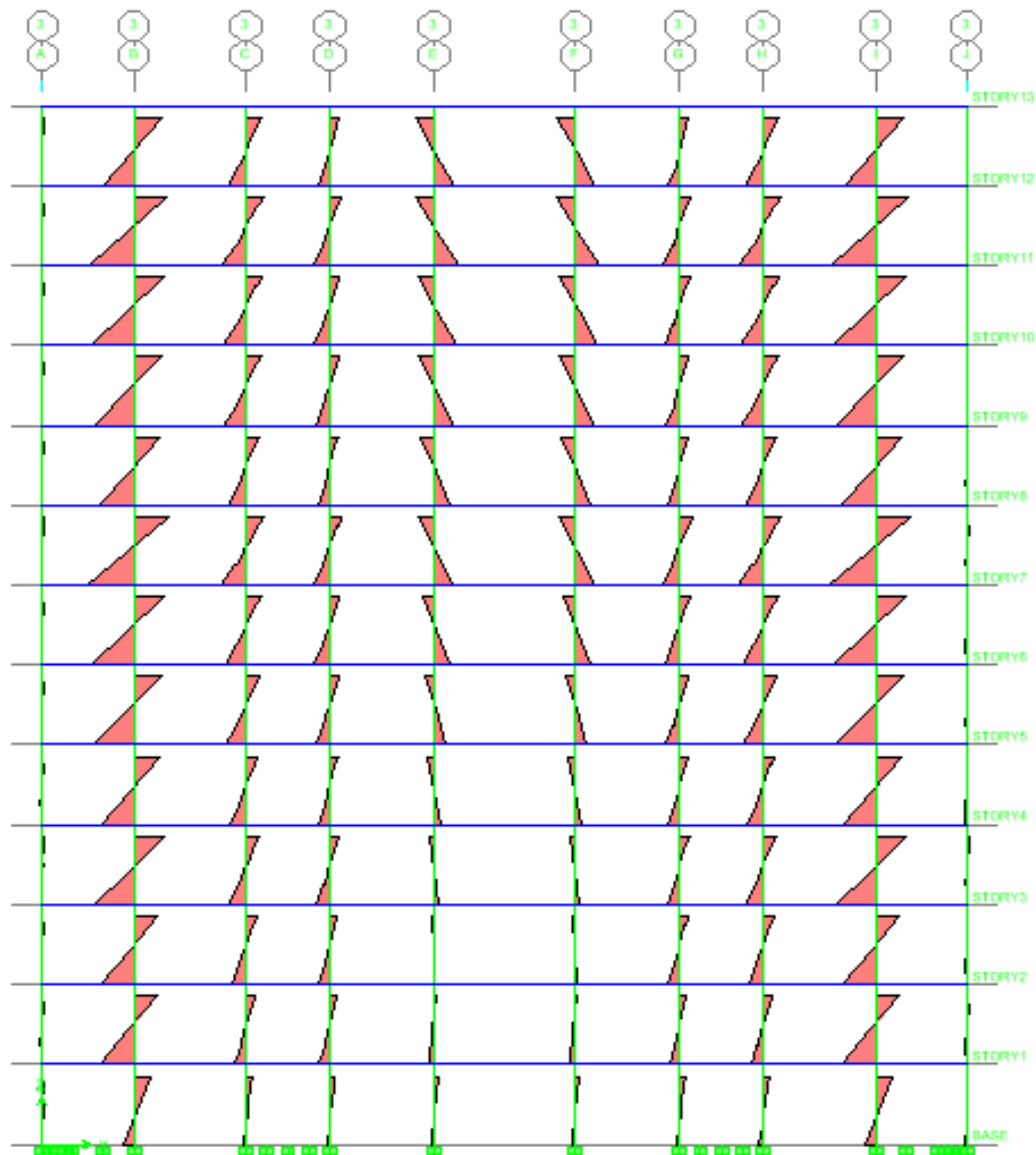
$0.8 G \pm E \longrightarrow$  RPA 99 révisé 2003.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

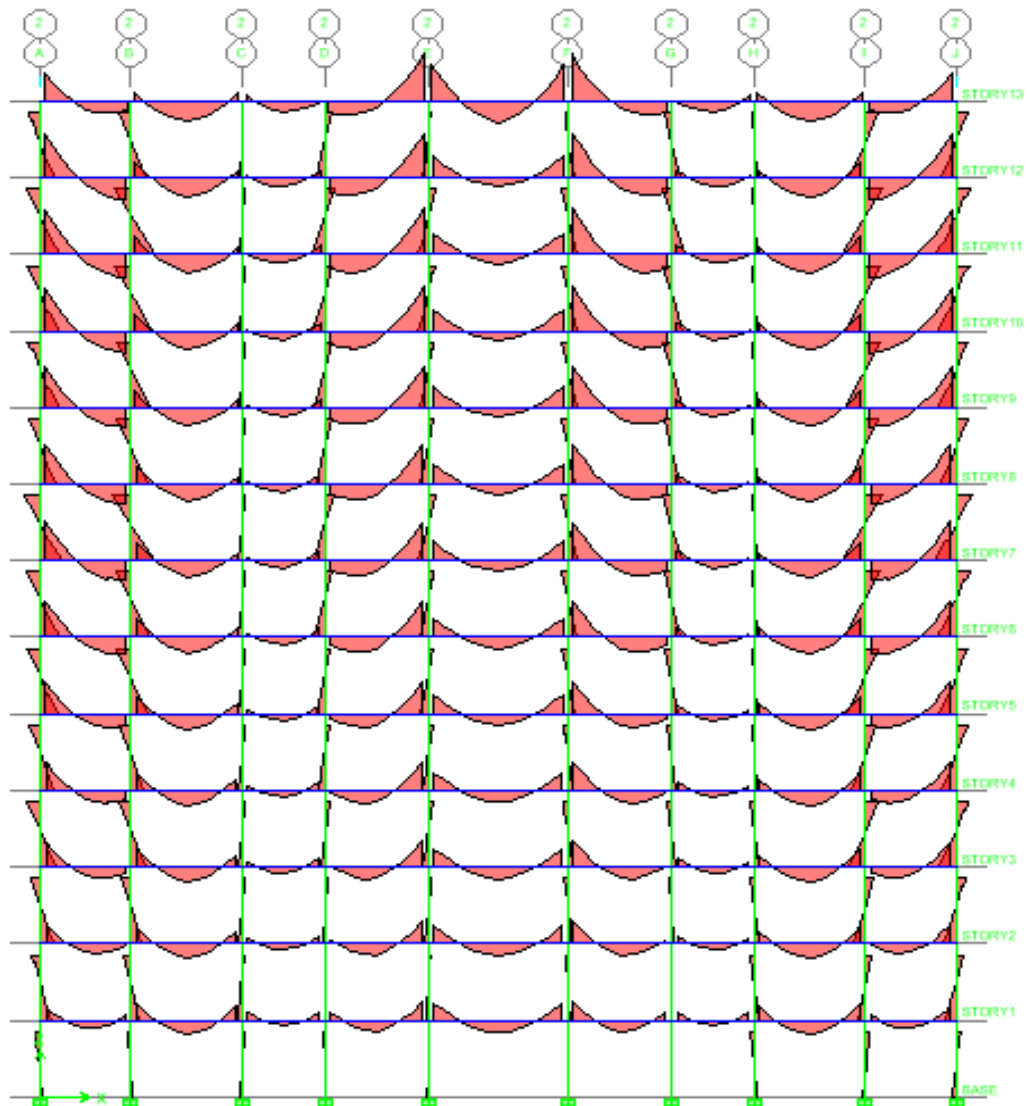
- Section partiellement comprimée (**SPC**).
- Section entièrement comprimée (**SEC**).



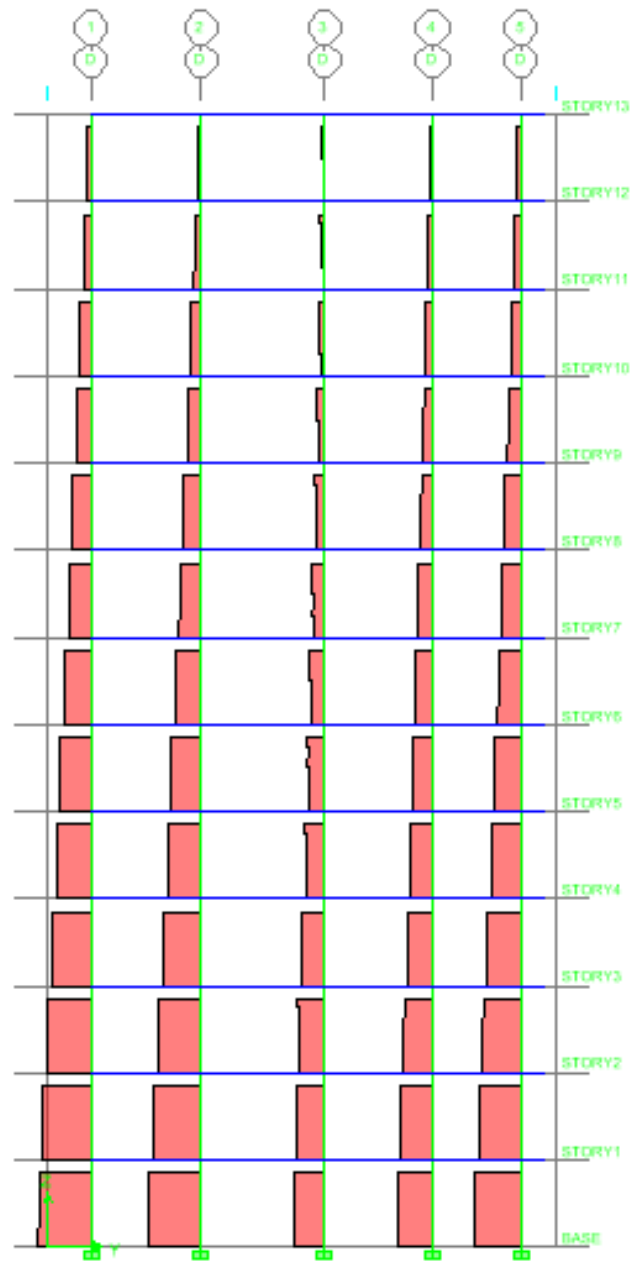
**Figure VI -1 : Diagramme des efforts normaux du portique 2(sens longitudinal)**



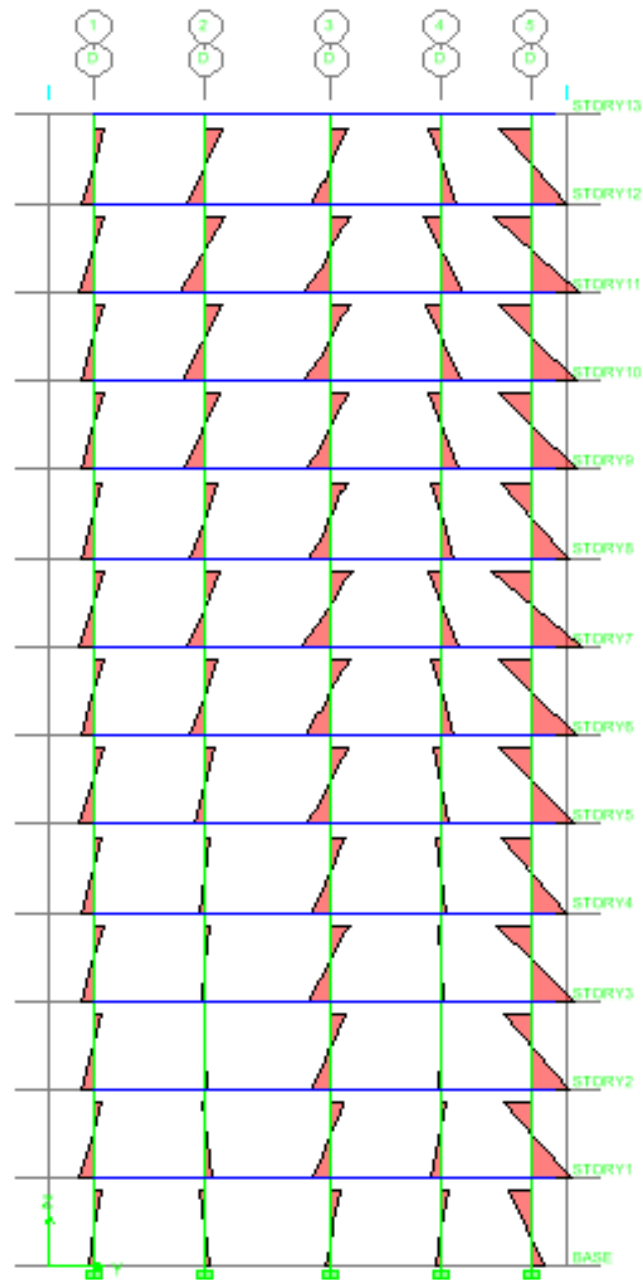
**Figure VI -2 : Diagramme des moments fléchissant (2-2) du portique 2 (Sens longitudinal)**



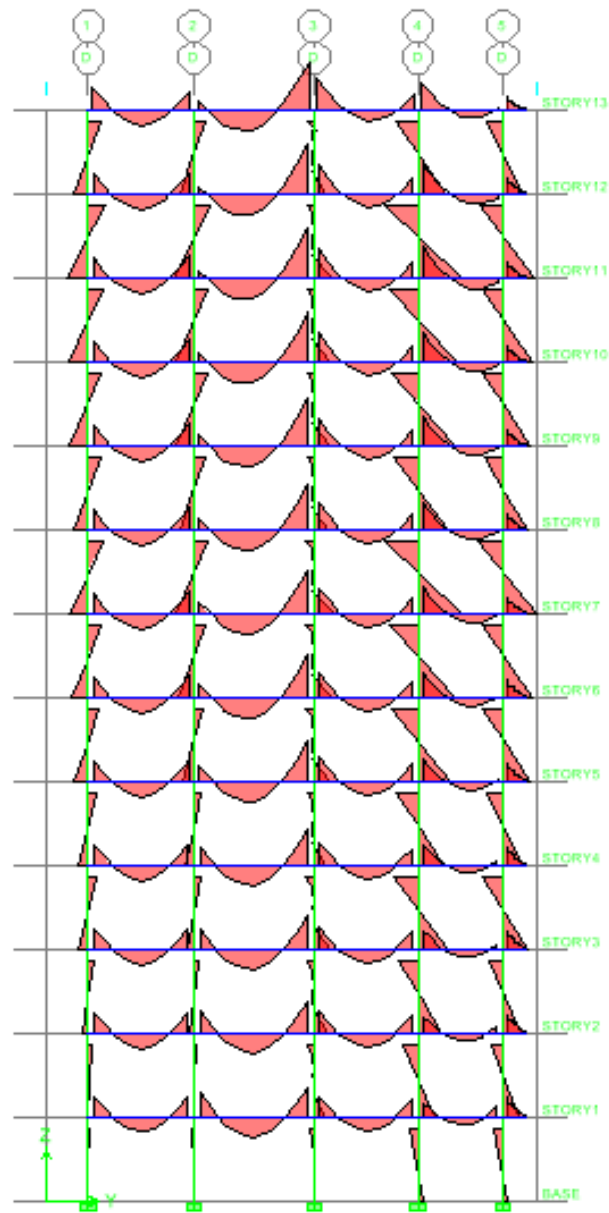
**Figure VI -3 : Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique 2  
(Sens longitudinal)**



**Figure VI -4 : Diagramme des efforts normaux du portique D (sens transversal)**



**Figure VI -5 : Diagramme des moments fléchissant (2-2) du portique D**



**Figure VI -6 : Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique B  
(Sens transversal)**

### VI-2 ) Recommandation du RPA 2003 :

#### ✓ Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets. Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

#### ➤ Le pourcentage minimal d'armatures sera **0,8%bh (en zone II<sub>a</sub>)** :

-Poteaux (45× 45) :  $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20 \text{ cm}^2$

-Poteaux (40× 40) :  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$

-Poteaux (35× 35) :  $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$

-Poteaux (30× 30) :  $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.20 \text{ cm}^2$

#### ➤ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6% bh (en zone II<sub>a</sub>)** :

-Poteaux (45× 45) :  $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

-Poteaux (40× 40) :  $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

-Poteaux (35× 35) :  $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

-Poteaux (30× 30) :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

#### ➤ Le pourcentage maximal en zone courante sera **4% bh (en zone II<sub>a</sub>)** :

-Poteaux (45× 45) :  $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

-Poteaux (40× 40) :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

-Poteaux (35× 35) :  $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

-Poteaux (30× 30) :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

#### ➤ Le diamètre minimal est de **12mm**,

#### ➤ La longueur minimale de recouvrement est de **40φ (zone II<sub>a</sub>)**,

#### ➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm (zone II<sub>a</sub>)**.

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

---

### ✓ Armatures transversales (RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2) :

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 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant de calcul.

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

**ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \quad \rightarrow \quad \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \quad \rightarrow \quad \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

**λ<sub>g</sub>** : l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

**a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

**l<sub>f</sub>** : La longueur de flambement des poteaux.

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm}) \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq 15\phi_l \quad \text{en zone courante}$$

**φ<sub>l</sub>** : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armature transversale minimale  $\frac{A_t}{b S_t}$  en % est donnée comme suit :

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

---

-si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\%$

-si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0.8\%$

-si  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{min} = 0.8\%$  Interpolation entre les valeurs limites précédentes

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \phi$  minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ( $\phi > 12mm$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### VI-3) Calcul du ferrailage à L'ELU :

#### VI-3-1) Etapes de calcul :

Pour la détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent se présenter :

- ✓ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivante est satisfaite :

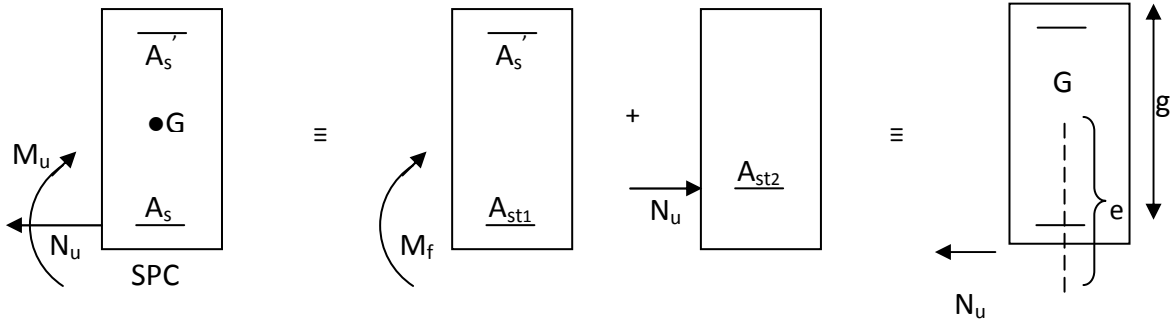
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Avec :

$M_f$  : moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



**Figure VI .7 De calcul en flexion composée.**

- **Calcul des armatures:**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

si  $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

D'où la section réelle est :

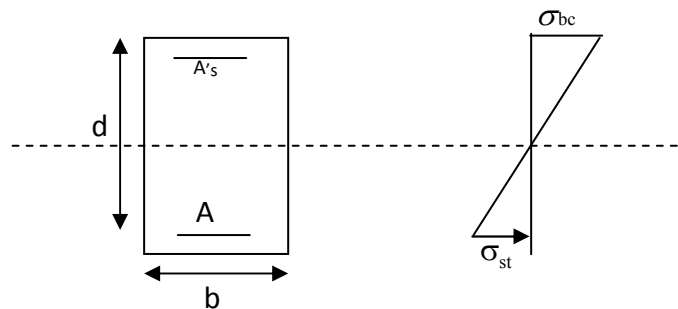
$$A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{si l'effort est négatif}$$

si  $\mu \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA}$

On calcul :

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$



**Figure VII .8 Distribution des contraintes.**

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

Avec :

$M_1$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

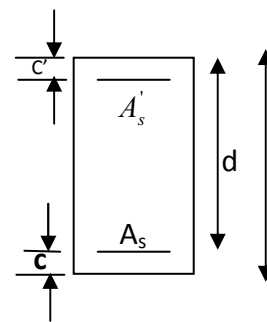
- Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$



- Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées càd

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} < N_u (d - c') < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

---

- Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

### Remarque :

Le ferrailage des poteaux se fait par zones tel que :

**Zone1** : RDC 1<sup>er</sup>.2<sup>eme</sup>.3<sup>eme</sup> étage (45x45)

**Zone2** : 4eme.5eme.6eme.7eme étages (40x40)

**Zone3** : 8<sup>eme</sup>.9<sup>eme</sup>.10<sup>eme</sup>.11<sup>eme</sup> étage.(35x35)

**Zone4** : 12<sup>eme</sup> étage (30x30)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

### VI) Ferrailage des poteaux à l'ELU :

- Sens longitudinal:

Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	obs	M <sub>f</sub> (KN.m)	μ	obs	β	A <sub>stf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>
Zone4	30x30	N <sub>max</sub>	191,56	33,986	0,177	SPC	56,973	0,183	SSA	0,898	6,752	1,25	7,20
		N <sub>min</sub>	41,53	3,211	0,077	SPC	8,195	0,026	SSA	0,987	0,884	0	7,20
		M <sub>max</sub>	116,93	47,135	0,403	SPC	61,166	0,197	SSA	0,889	7,323	3,263	7,20

- Sens transversal:

Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	obs	M <sub>f</sub> (KN.m)	μ	obs	β	A <sub>stf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>
Zone4	30x30	N <sub>max</sub>	191,56	33,986	0,177	SPC	56,973	0,183	SSA	0,898	6,75	1,24	7,20
		N <sub>min</sub>	47,65	6,167	0,130	SPC	11,885	0,038	SSA	0,981	1,29	0	7,20
		M <sub>max</sub>	65,91	34,445	0,522	SPC	42,354	0,136	SSA	0,927	4,86	2,97	7,20

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

• Sens longitudinal

Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	obs	M <sub>f</sub> (KN.m)	μ	obs	β	A <sub>stf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>
Zone3	35x35	N <sub>max</sub>	916,46	38,483	0.042	SPC	171.37	0.316	SSA	0.803	19.164	0	9.80
		N <sub>min</sub>	51,24	5,197	0.101	SPC	12.627	0.023	SSA	0.988	1.15	0	9.80
		M <sub>max</sub>	225,18	68,898	0.305	SPC	101.55	0.187	SSA	0.895	10.19	3.72	9.80

•Sens transversal:

Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	obs	M <sub>f</sub> (KN.m)	μ	obs	β	A <sub>stf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>
Zone3	35x35	N <sub>max</sub>	916,46	38,483	0.042	SPC	171.37	0.316	SSA	0.803	19.164	0	9.80
		N <sub>min</sub>	53,22	7,233	0.136	SPC	14.95	0.029	SSA	0.985	1.36	0	9.80
		M <sub>max</sub>	127,65	54,107	0.424	SPC	72.616	0.143	SSA	0.922	7.07	3.4	9.80

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

• Sens longitudinal:

Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	obs	M <sub>r</sub> (KN.m)	μ	obs	β	A <sub>stf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>
Zone2	40x40	N <sub>max</sub>	1693,49	36,475	0.021	SPC	324.37	0.417	SDA	0.702	35.42	0	12.80
		N <sub>min</sub>	147,81	1,467	0.001	SPC	26.595	0.034	SSA	0.983	2.10	0	12.80
		M <sub>max</sub>	368,59	94,082	0.255	SPC	156.74	0.202	SSA	0.886	13.74	3.15	12.80

• Sens transversal

Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	obs	M <sub>r</sub> (KN.m)	μ	obs	β	A <sub>stf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>
Zone2	40x40	N <sub>max</sub>	1693,49	36,475	0.021	SPC	324.37	0.417	SDA	0.702	35.42	0	12.80
		N <sub>min</sub>	189,93	10,365	0.056	SPC	42.653	0.055	SSA	0.972	3.41	0	12.80
		M <sub>max</sub>	410,55	56,097	0.137	SPC	181.988	0.234	SSA	0.865	16.34	4.54	12.80

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

### •Sens longitudinal:

Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	obs	M <sub>f</sub> (KN.m)	μ	obs	β	A <sub>stf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>
Zone1	45x45	N <sub>max</sub>	2587,59	11,742	0.005	SPC	516.32	0.458	SDA	0.645	52.36	0	16.20
		N <sub>min</sub>	671,95	4,045	0.006	SPC	135.08	0.120	SSA	0.936	9.874	0	16.20
		M <sub>max</sub>	765,86	90,634	0.112	SPC	239.98	0.212	SSA	0.879	18.68	0	16.20

### •Sens transversal

Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	obs	M <sub>f</sub> (KN.m)	μ	obs	β	A <sub>stf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>
Zone1	45x45	N <sub>max</sub>	2587,59	11,742	0.005	SPC	516.32	0.458	SDA	0.645	52.36	0	16.20
		N <sub>min</sub>	859,87	4,864	0.006	SPC	172.54	0.153	SSA	0.916	12.89	0	16.20
		M <sub>max</sub>	1905,55	43,857	0.023	SPC	415.44	0.368	SSA	0.757	37.55	0	16.20

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

---

**Zone1 : RDC 1<sup>er</sup>.2<sup>eme</sup>.3<sup>eme</sup> étage :**

✓ **Poteaux (45X45) cm<sup>2</sup> :**

**Sens xx : As3 min = 0 cm<sup>2</sup>, on opte : 2 HA20 + 1HA14 = 7.82 cm<sup>2</sup>**

**Sens yy : As2 max = 0 cm<sup>2</sup>, on opte : 2 HA20 + 1 HA14 = 7.82 cm<sup>2</sup>**

La section totale est de **4HA20+ 4HA14 = 18.72 cm<sup>2</sup> > As min= 16.20 cm<sup>2</sup>**

**Zone2: 4eme.5eme.6eme.7eme étages**

✓ **Poteaux (40X40) cm<sup>2</sup> :**

**Sens xx : As3 min = 3.15 cm<sup>2</sup>, on opte : 2 HA16 + 1HA14 = 5.56 cm<sup>2</sup>**

**Sens yy : As2 max = 4.54 cm<sup>2</sup>, on opte : 2 HA16 + 1 HA14 = 5.56cm<sup>2</sup>**

La section totale est de **4HA16+ 4HA14 = 14.2 cm<sup>2</sup> > As min= 12.80 cm<sup>2</sup>**

**Zone3 : 8<sup>eme</sup>.9<sup>eme</sup>.10<sup>eme</sup>.11<sup>eme</sup> étage**

✓ **Poteaux (35X35) cm<sup>2</sup> :**

**Sens xx : As3 min = 3.72 cm<sup>2</sup>, on opte : 2HA14 + 1 HA12 = 4.21 cm<sup>2</sup>**

**Sens yy : As2 max = 3.4 cm<sup>2</sup>, on opte : 2HA14 + 1 HA12 =4.21cm<sup>2</sup>**

La section totale est de **4HA14 + 4HA12 = 10.68 cm<sup>2</sup> > As min= 9.80 cm<sup>2</sup>**

**Zone4 : 12<sup>eme</sup> étage**

✓ **Poteaux (30X30) cm<sup>2</sup> :**

**Sens xx : As3 min = 3.263cm<sup>2</sup>, on opte : 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

**Sens yy : As2 max = 2.97cm<sup>2</sup>, on opte : 3HA12 =3.39cm<sup>2</sup>**

La section totale est de **8HA12 = 9.04 cm<sup>2</sup> > As min= 7.20 cm<sup>2</sup>**

### VI-4) Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

✓ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

Deux cas peuvent se présenter ; en flexion composée et à l'ELS :

$$\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

➤ **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

$l_c$  : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \cdot l_c^2 - 6 \cdot n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

---

$$q = -2.l_c^3 - 6.n.A_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6.n.A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- si  $\Delta \geq 0$ :  $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$ ;  $u = \sqrt[3]{t}$ ;  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$
- si  $\Delta < 0$ :  $\Rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right)$$

$$y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + 1 < h$$

Donc :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

---

### ➤ Vérification d'une section entièrement comprimée:

On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b h + 15(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left( \frac{bh^2}{2} + 15(A_s c + A'_s d) \right) \rightarrow V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_1 - c)^2 + A'_s(V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{b2} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Puisque:

$$\sigma_{b1} > \sigma_{b2} \text{ Donc il suffit de vérifier que } \sigma_{b1} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$N_s$  : Effort de compression à l'ELS.

$M_s$  : Moment fléchissant à l'ELS.

$B_0$  : Section homogénéisée ( $B_0 = b.h + 15 A_s$ ).

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

### VI-5) Armatures transversals:

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte :  $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

---

### VI-5 -1) Recommandations du RPA 99/Version 2003 :

#### ✓ Espacement des armatures:

##### - En zone nodale:

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

##### - En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

#### ✓ Longueurs de recouvrement:

$$\text{Zone1 : } L_r = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Zone2 : } L_r = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Zone3 : } L_r = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{Zone4 : } L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

#### ✓ Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{-si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3\% S_t b$$

$$\text{-si } \lambda_g \geq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.8\% S_t b$$

-si  $3 \leq \lambda_g \leq 4 \rightarrow$  interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

**b, h** : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} I_f \qquad I_f = 0.7L_0$$

$$\text{-Poteau de } 30 \times 30 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} I_f \rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 261 = 21.10$$

$$\text{-Poteau de } 35 \times 35 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} I_f \rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 261 = 18.08$$

$$\text{-Poteau de } 40 \times 40 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} I_f \rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 261 = 15.82$$

$$\text{-Poteau de } 45 \times 45 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} I_f \rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 261 = 14.06$$

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

---

On remarque que  $\lambda > 5$  alors la quantité minimale d'armatures :

**-En zone nodale ( $S_t = 10 \text{ cm}$ ) :**

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

**-En zone courante ( $S_t = 15\text{cm}$ ) :**

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02\text{cm}^2 > 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CNV}$$

La section minimale du RPA n'est pas vérifiée au niveau des poteaux de la zone 1 et donc pour satisfaire cette condition nous diminuons l'écartement des cadres ( $S_t = 12\text{cm}$ ) :

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 12 \times 45 = 1.62\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **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

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 45; 45; 60\right) = 60\text{cm}$$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

✓ Sens longitudinal:

Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	$\sigma_{b1}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Verification
Zone4	30x30	$N_{max}$	159,64	5,473	0.034	6.41	15	CV
		$N_{min}$	25,74	4,039	0.157	1.77	15	CV
		$M_{max}$	131,34	34,205	0.336	6.13	15	CV
Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	$\sigma_{b1}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Verification
Zone3	35x35	$N_{max}$	709,36	7,685	0.011	7.13	15	CV
		$N_{min}$	30,18	0,424	0.014	2.23	15	CV
		$M_{max}$	93,21	39,245	0.421	6.44	15	CV
Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	$\sigma_{b1}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Verification
Zone2	40x40	$N_{max}$	1313,08	7,079	0.005	7.74	15	CV
		$N_{min}$	147,81	1,467	0.01	1.74	15	CV
		$M_{max}$	124,17	79,709	0.642	6.65	15	CV
Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	$\sigma_{b1}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Verification
Zone1	45x45	$N_{max}$	1986,67	9,128	0.004	6.51	15	CV
		$N_{min}$	322,99	12,885	0.039	2.07	15	CV
		$M_{max}$	765,86	90,634	0.118	5.6	15	CV

## Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

✓ Sens transversal :

Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	$\sigma_{b1}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Verification
Zone4	30x30	$N_{max}$	141,01	23,73	0.168	7.56	15	CV
		$N_{min}$	25,74	4,039	0.157	1.64	15	CV
		$M_{max}$	56,32	30,407	0.54	4.47	15	CV
Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	$\sigma_{b1}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Verification
Zone3	35x35	$N_{max}$	671,88	26,384	0.04	7.51	15	CV
		$N_{min}$	53,22	7,233	0.136	1.31	15	CV
		$M_{max}$	116,68	48,443	0.415	5.18	15	CV
Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	$\sigma_{b1}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Verification
Zone2	40x40	$N_{max}$	1250,97	24,477	0.019	7.50	15	CV
		$N_{min}$	189,93	10,365	0.054	1.76	15	CV
		$M_{max}$	410,55	56,097	0.136	1.62	15	CV
Zone	Section	com	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	$\sigma_{b1}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Verification
Zone1	45x45	$N_{max}$	1917,98	15,309	0.008	6.42	15	CV
		$N_{min}$	859,87	4,864	0.006	2.05	15	CV
		$M_{max}$	794,8	43,579	0.055	5.91	15	CV

### ❖ Conclusion :

On a opté pour le ferrailage suivant :

#### **-Poteaux (45 x 45) : 4HA20+4HA14**

La section totale de :

$$4HA20+4HA14 = 18.72\text{cm}^2$$

Est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s \min} = 16.20 \text{ cm}^2$ )

#### **-Poteaux (40 x 40) : 4HA16 + 4HA 14**

La section totale de :

$$4HA16 + 4HA14 = 14.2\text{cm}^2$$

Est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s \min} = 12.80 \text{ cm}^2$ )

#### **-Poteaux (35 x 35) : 4HA 14+4HA12**

La section totale de :

$$4HA 14 + 4HA12 = 10.68 \text{ cm}^2$$

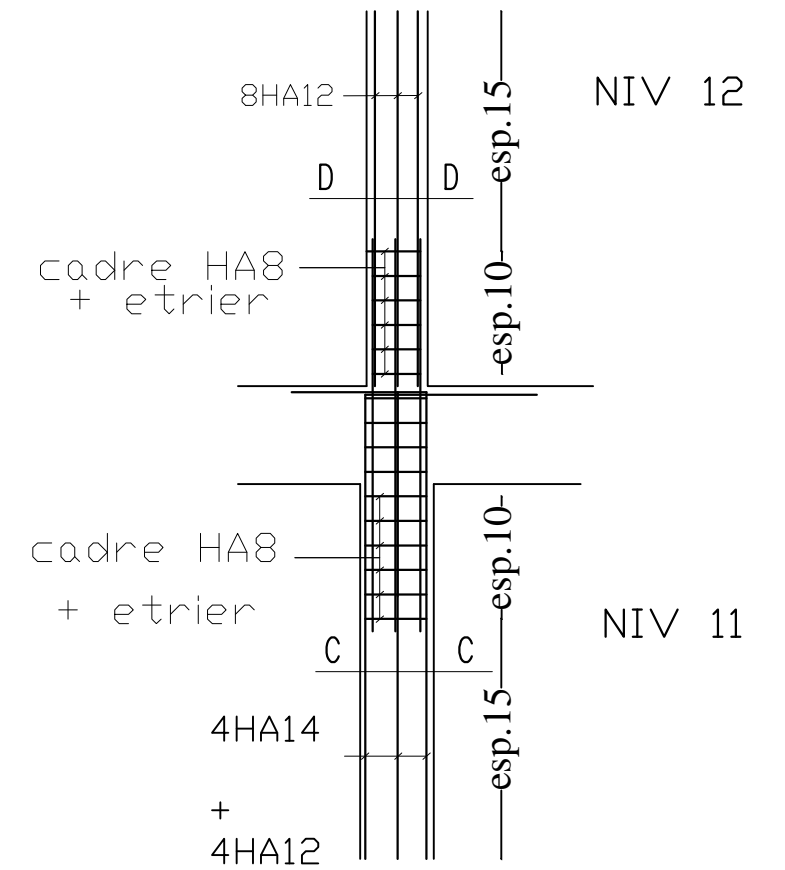
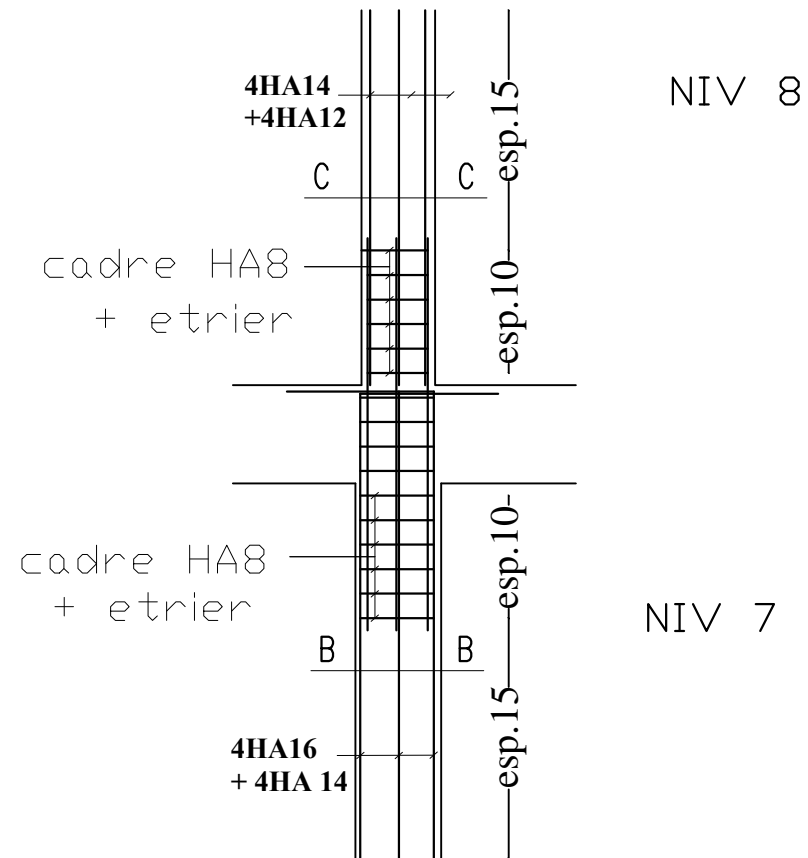
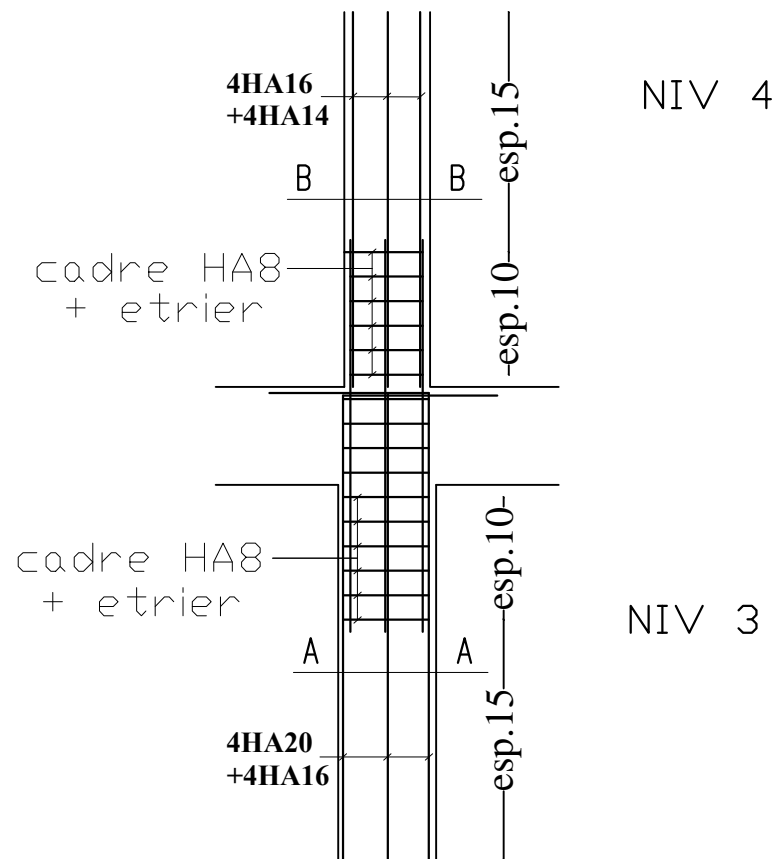
est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s \min} = 9.80 \text{ cm}^2$ )

#### **-Poteaux (30 x 30) : 8HA 12**

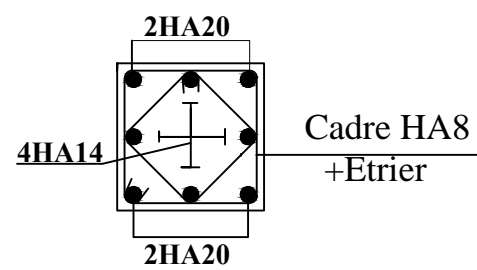
La section totale de

$$8HA 12 = 9.04 \text{ cm}^2$$

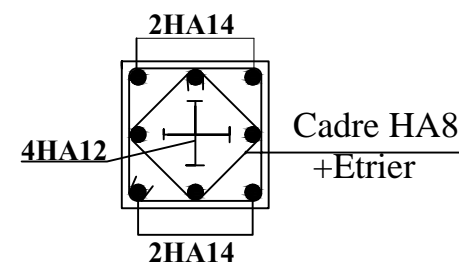
Est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s \min} = 7.20 \text{ cm}^2$ )



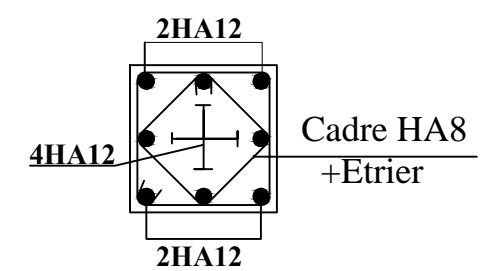
Coupe A - A



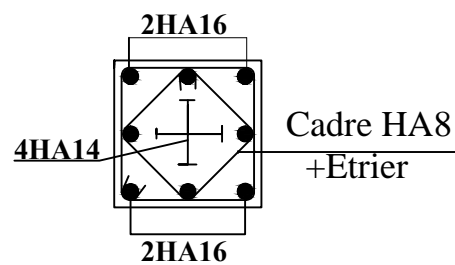
Coupe C - C



Coupe D - D



Coupe B - B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr : Ait Kaci

TITRE :

Ferraillage des Poteaux

DIRIGE PAR :

Mr: Ben chiha

A decorative border of small red stars surrounds the entire page.

*Chapitre VII:*  
*Ferraillage des voiles*

### VII) Ferrailage des voiles :

#### VII-1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en **flexion composée** sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en cinq zones :

- **Zone 1** : RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage
- **Zone 2** : 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage.
- **Zone 3** : 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup> étage
- **Zone 4** : 12<sup>ème</sup> étage.
- 

#### VII-1-1) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91  $\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$

#### VII-1-2) Comportement d'un voile :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1.5$

### VII-2) Ferrailage des voiles:

Méthode de ferrailage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M. Cette méthode se fait pour une bande de largeur (d), elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M) en utilisant les formules suivantes :

#### VIII-2-1) Détermination des diagrammes des contraintes :

On détermine les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

**I** : inertie du voile.

**L** : la longueur du voile.

**B** : section du béton.

**V** et **V'**: bras de levier  $\rightarrow V=V' = \frac{L_{voile}}{2}$

On découpe les diagrammes obtenus en bandes de largeur « d » :

D'après le RPA 99 (Art. 7.7.4) :  $\rightarrow d \leq (\frac{h_e}{2}; 2 \frac{l_c}{3})$

Avec :

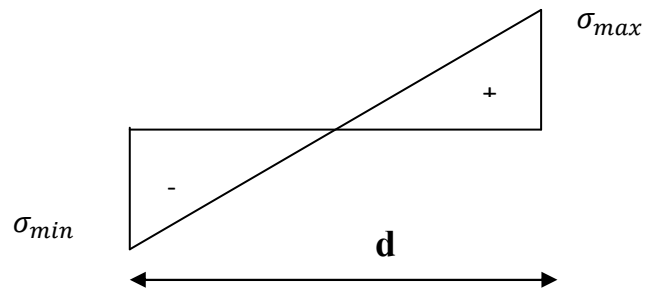
**l<sub>c</sub>**: Longueur de la partie comprimée.

**h<sub>e</sub>** : La hauteur libre du voile

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus :

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot l$$

La longueur de la zone tendue est :  $L_t = L - L_c$



## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

### ✓ Section entièrement comprimé (SEC) :

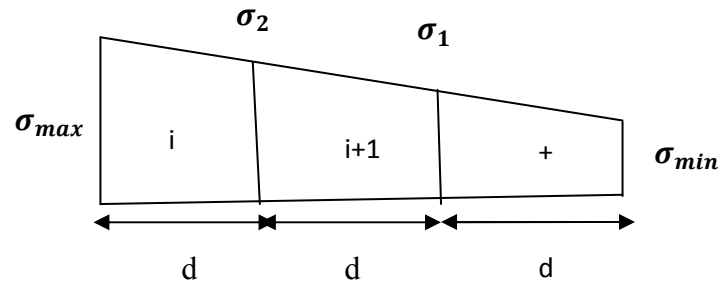
L'effort normal pour une bande « d » est donné par la formule suivante :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

$e$  : épaisseur du voile.

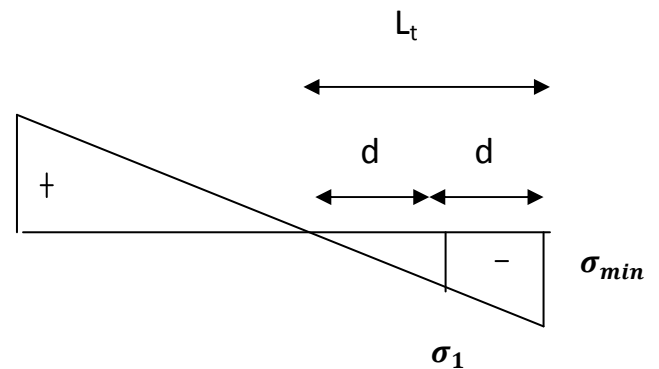


### ✓ Section partiellement comprimée (SPC) :

L'effort normal pour une bande « d » est donné par la formule suivante :

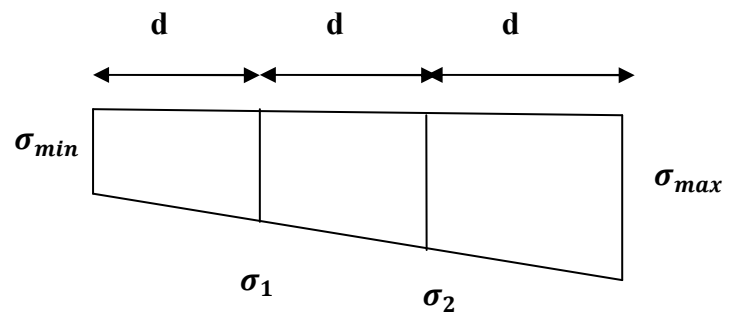
$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



### ✓ Section entièrement tendue (S.E.T) :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



### VII-2-2) Détermination des armatures :

#### a) Armatures verticales :

##### ✓ Section entièrement comprimée :

$$A_V = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

**b** : section du voile.

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

##### ➤ Armatures minimales (Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99):

$$A_{min} \geq 4cm^2$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

##### ✓ Section partiellement comprimée :

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

##### ➤ Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}, 0.005B \right\}$$

##### ✓ Section entièrement tendue :

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}, 0.005 B \right\}$$

**b) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$  et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- D'après le (BAEL 91) :

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

- D'après le (RPA 99/2003) :

$A \geq 15\% B h^3$  → Globalement dans la section du voile.

$A_h \geq 0.10\% B h^3$  → En zone courante.

Avec :

**B** : Section du béton

**A<sub>v</sub>** : Section d'armature verticale

**c) Armature de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{T} = 1.4 T$$

**T** : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**d) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

### a) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

#### ✓ Dispositions constructives :

##### ➤ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) \rightarrow \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec :

$e$  = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

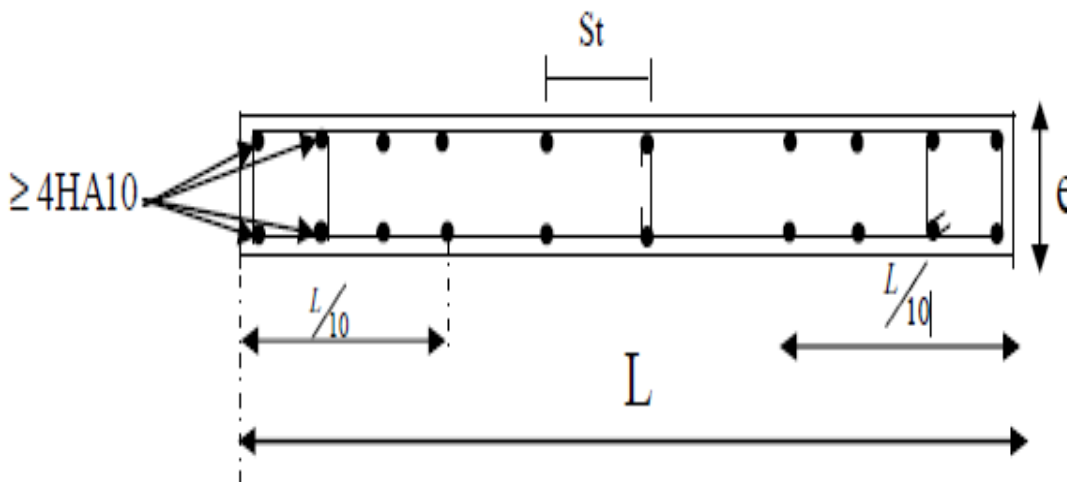


Fig. VII-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

### ➤ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales selon **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)** 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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### ➤ Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{max} = \frac{e}{10}$$

## VII-3) Vérifications :

### VII-3-1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il est considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_c = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

**N<sub>s</sub>** : Effort normal appliqué

**B** : Section du béton

**A** : Section d'armatures adoptée (verticales).

### VII-3-2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4 T}{e.d} \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec :

**d** : Hauteur utile (**d = 0.9 h**)

**h** : Hauteur totale de la section brute

- Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$ : contrainte de cisaillement.

### VII-4) Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul le voile transversal (VT4 ;) (Zone 1) :

✓ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2.5 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = e \times L = 0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$I_y = \frac{e L^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.5^3}{12} = 0.26 \text{ m}^4$$

✓ **Sollicitation de calcul :**

$$M = 93.467 \text{ KN.m}$$

$$N_{max} = 1842.71 \text{ KN}$$

$$N_{min} = 40.71 \text{ KN}$$

$$N_S = 1092.18 \text{ KN}$$

$$V_u = 281.76 \text{ KN}$$

✓ Détermination des diagrammes des contraintes:

Pour  $N_{max}$  ,  $N_{min}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{1842.71}{0.5} + \frac{93.467 \times 1.25}{0.26} = 4134.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{40.71}{0.5} - \frac{93.467 \times 1.25}{0.26} = -367.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{max} = 2797.16 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -6200.67 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement}$$

✓ Largeur de la zone comprimée :

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot l = \frac{2797.16}{2797.16 + 6200.67} \times 2.5 = 0.78 \text{ m}$$

✓ Largeur de la zone tendue :

Ce qui donne :  $L_t = L - L_c = 2.5 - 0.78 = 1.72 \text{ m}$

✓ Calcul de la largeur des bandes « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{3.06 - 0.45}{2}, \frac{2 \times 0.78}{3}\right) = 0.52 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d).

On adopte  $d = 0.52 \text{ m}$

✓ Calcul de la contrainte  $\sigma_1$  :

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d)\sigma_{min}}{l_t} = 4326.08 \text{ KN/m}^2$$

✓ Détermination des efforts normaux " $N_1, N_2$ ":

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d \cdot e = 547.39 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{d\sigma_1}{2} e = 224.956 \text{ KN}$$

### VII-4-1) Calcul des armatures :

#### a) Armature verticale :

$$A_{V1} = \frac{N_{u1}}{\sigma_s} = \frac{547.39 \times 10^3}{348} = 15.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_{u2}}{\sigma_s} = \frac{224.956 \times 10^3}{348} = 6.46 \text{ cm}^2$$

#### b) Armature minimales :

$$A_{min} = \max(0.2\% B, \frac{B f_{t28}}{f_e})$$

$$A_{min} = \max(\frac{0.2}{100} \times 0.52 \times 0.20 \times 10^6, \frac{0.52 \times 0.20 \times 10^6 \times 2.1}{400})$$

$$A_{min} = \max(2.08 \text{ cm}^2, 5.46 \text{ cm}^2)$$

Donc :  $A_{min} = 2.08 \text{ cm}^2$

#### c) Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = 3.9 \text{ cm}^2$$

- D'après le RPA99 (version 2003) :

$$A_h \geq 0.15\% B = 7.5 \text{ cm}^2$$

Soit 7HA12 = 7.91 cm<sup>2</sup>/ml

#### d) Armatures transversales ART(7.7.4.3/RPA99 VERSION 2003) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

e) Armatures de couture ART(7.7.4.3/RPA99 VERSION 2003) :

$$A_{vj} \geq 1.1 \times \frac{T}{f_e}$$

Avec :

$$T = 1.4 V_u \quad ; \quad V_u = 281.76 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 281.76 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 9.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 9.86 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 15.73 + \frac{9.86}{4} = 18.195 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6.46 + \frac{9.86}{4} = 8.925 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des armatures :

$$A_1 = 2 \times 5 \text{ HA16} = 20.10 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2 \times 4 \text{ HA14} = 12.32 \text{ cm}^2$$

VII-4-2) Vérification des contraintes de cisaillement :

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{281.76 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2500} = 0.63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- RPA révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b d} = \frac{281.76 \times 1.4 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2500} = 0.87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

### VII-4-3) Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A_s} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$N_s = 1092.18 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A_s} = \frac{1092.18 \times 10^3}{200 \times 2500 + 15 \times 12.32 \times 10^2} = 2.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

### VII-5) Ferrailage des voiles :

**Remarque :**

Les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux qui suivent :

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

✓ Ferrailages des voiles : VL1 = 1m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	
<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>L (m)</b>	1	1	1	1	
	<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	
	<b>B (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	
<b>Sollicitations de calcul</b>	<b><math>\sigma_{max}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	1652,53	2567,02	4572,09	7037,7	
	<b><math>\sigma_{min}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	-5538,75	-5655,21	-5731,91	-6548,17	
	<b>Nature de la section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>	128,18	140,69	129,65	145,51	
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	0,77	0,69	0,56	0,48	
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	0,23	0,31	0,44	0,52	
	<b>d (m)</b>	0,385	0,344	0,278	0,241	
	<b><math>\sigma_1</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	2769,375	2827,605	2865,955	3274,085	
	<b>N (kN)</b>	<b>N<sub>1</sub></b>	319,95	291,72	239,14	236,71
		<b>N<sub>2</sub></b>	106,649	97,241	79,714	78,903
	<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>v1</sub></b>	8,00	7,29	5,98	5,92
		<b>A<sub>v2</sub></b>	2,67	2,43	1,99	1,97
	<b>A<sub>vi</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		4,93	5,42	4,99	5,60
	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A1=A<sub>v1</sub>+A<sub>vi</sub>/4</b>	9,23	8,65	7,23	7,32
		<b>A2=A<sub>v2</sub>+A<sub>vi</sub>/4</b>	2,67	3,79	3,24	3,37
	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		4,04	3,61	2,92	2,53
	<b>A<sub>v</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bonde1</b>	9,24	9,24	9,24	9,24
		<b>Bonde 2</b>	4.52	4.52	4.52	4.52
<b>Ferrailage des voiles</b>	<b>Choix des barres</b>	<b>Bonde1</b>	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14
		<b>Bonde 2</b>	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12
	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>Bonde1</b>	10 cm	10cm	10 cm	10cm
		<b>Bonde 2</b>	15cm	15cm	15cm	15cm
	<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015*B (cm2)/bande</b>		3.00	3.00	3.00	3.00
	<b>A<sub>H</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		2,31	2,06	1,67	1,45
<b>Choix des barres/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	
<b>ep =25cm</b>		(A=3,14cm <sup>2</sup> )	(A=3,14cm <sup>2</sup> )	(A=3,14cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )	
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armature transversal</b>		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	<b>contrainte</b>	<b><math>\tau_u=2.5</math>(MPa)</b>	0,712	0,782	0,720	0,808
		<b><math>\tau_b=5</math>(MPa)</b>	0,997	1,094	1,008	1,132
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	695,16	497,62	296,89	62,32
		<b><math>\sigma_b=15</math>(MPa)</b>	3,1	2,2	1,3	0,27

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

✓ Ferrailages des voiles : VL2 = 3.2m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	
<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>L (m)</b>	3,2	3,2	3,2	3,2	
	<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	
	<b>B (m)</b>	0,64	0,64	0,64	0,64	
<b>Sollicitations de calcul</b>	<b><math>\sigma_{max}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	793,02	420,02	2805,4	3954,19	
	<b><math>\sigma_{min}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	-2778,86	-2731,14	-4074,08	-3959,71	
	<b>Nature de la section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>	320,83	176,77	131,52	70,21	
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	2,49	2,77	1,90	1,60	
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	0,71	0,43	1,30	1,60	
	<b>d (m)</b>	1,245	1,387	0,948	0,801	
	<b><math>\sigma_1</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	1389,430	1365,570	2037,040	1979,855	
	<b>N (kN)</b>	<b>N<sub>1</sub></b>	518,86	568,11	579,05	475,50
		<b>N<sub>2</sub></b>	172,952	189,368	193,016	158,499
	<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>v1</sub></b>	12,97	14,20	14,48	11,89
		<b>A<sub>v2</sub></b>	4,32	4,73	4,83	3,96
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		12,35	6,81	5,06	2,70
	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A1=A<sub>v1</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	16,06	15,90	13,14	12,56
		<b>A2=A<sub>v2</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	4,32	6,44	6,09	4,64
	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		13,07	14,56	9,95	8,41
	<b>A<sub>v</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bonde1</b>	18.48	18.48	13.56	13.56
<b>Bonde 2</b>		11.3	11.3	11.3	11.3	
<b>Ferrailage des voiles</b>	<b>Choix des barres</b>	<b>Bonde1</b>	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA12
		<b>Bonde 2</b>	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>Bonde1</b>	10 cm	10cm	10 cm	10cm
		<b>Bonde 2</b>	20cm	20cm	20cm	20cm
	<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015*B (cm2)/bande</b>		9.6	9.6	9.6	9.6
	<b>A<sub>H</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		6,47	6,32	5,69	4,80
	<b>Choix des barres/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
<b>ep =16cm</b>		(A=6.78cm <sup>2</sup> )	(A=6.78cm <sup>2</sup> )	(A=6.78cm <sup>2</sup> )	(A=6.78cm <sup>2</sup> )	
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armature transversal</b>		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	<b>contrainte</b>	<b><math>\tau_u=2.5(\text{MPa})</math></b>	0,557	0,307	0,228	0,122
		<b><math>\tau_b=5(\text{MPa})</math></b>	0,780	0,430	0,320	0,171
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	2778,86	2120,89	1307,15	311,92
<b><math>\sigma_b=15(\text{MPa})</math></b>		4,2	3,2	2,0	0.47	

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

✓ Ferrailages des voiles : VL3 = 2m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	2		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,4	0,4	0,4	0,4		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	608,62	696,2	1065,45	2143,81		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5473	-5273,04	-3865,73	-3697,67		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	127,44	111,57	92,93	56,74		
	L <sub>t</sub> (m)	1,80	1,77	1,57	1,27		
	L <sub>c</sub> (m)	0,20	0,23	0,43	0,73		
	d (m)	0,900	0,883	0,784	0,633		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2736,500	2636,520	1932,865	1848,835		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	738,79	698,71	454,57	351,10	
		N <sub>2</sub>	246,264	232,902	151,524	117,032	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	18,47	17,47	11,36	8,78	
		A <sub>v2</sub>	6,16	5,82	3,79	2,93	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,91	4,30	3,58	2,18	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	19,70	18,54	12,26	9,32	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6,16	6,90	4,68	3,47	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		9,45	9,28	8,23	6,65	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	20.1	20.1	15.4	11.3	
		Bonde 2	9,24	9,24	9,24	6.78	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA16	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA12
			Bonde 2	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	10cm	
		Bonde 2	16cm	16cm	16cm	16cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande			6.00	6.00	6.00	6.00	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			5,40	5,30	4,70	3,80	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	
ep =16cm			(A=6.78cm <sup>2</sup> )	(A=6.78cm <sup>2</sup> )	(A=6.78cm <sup>2</sup> )	(A=6.78cm <sup>2</sup> )	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>					
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u=2.5$ (MPa)	0,354	0,310	0,258	0,158	
		$\tau_b=5$ (MPa)	0,496	0,434	0,361	0,221	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1668,24	1273,56	763,82	145,93	
		$\sigma_b=15$ (MPa)	3,9	3,0	1,8	0.34	

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

✓ Ferrailages des voiles : VL4 = 2.5m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	
<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>L (m)</b>	2,5	2,5	2,5	2,5	
	<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	
	<b>B (m)</b>	0,5	0,5	0,5	0,5	
<b>Sollicitations de calcul</b>	<b><math>\sigma_{max}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	3910,38	1883,75	1863,4	2088,68	
	<b><math>\sigma_{min}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	-6089,65	-4549,33	-4381,69	-3880,41	
	<b>Nature de la section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>	226,19	200,13	158,67	99,46	
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	1,52	1,77	1,75	1,63	
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	0,98	0,73	0,75	0,87	
	<b>d (m)</b>	0,761	0,884	0,877	0,813	
	<b><math>\sigma_1</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	3044,825	2274,665	2190,845	1940,205	
	<b>N (kN)</b>	<b>N<sub>1</sub></b>	695,32	603,22	576,43	472,99
		<b>N<sub>2</sub></b>	231,773	201,074	192,143	157,662
	<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>v1</sub></b>	17,38	15,08	14,41	11,82
		<b>A<sub>v2</sub></b>	5,79	5,03	4,80	3,94
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		8,71	7,71	6,11	3,83
	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A1=A<sub>v1</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	19,56	17,01	15,34	12,78
		<b>A2=A<sub>v2</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	5,79	6,95	6,33	4,90
	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		7,99	9,18	9,21	8,53
	<b>A<sub>v</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bonde1</b>	20.1	20.1	15.4	15.4
		<b>Bonde 2</b>	12.32	12.32	12.32	12.32
	<b>Ferrailage des voiles</b>	<b>Choix des barres</b>	<b>Bonde1</b>	2x5HA16	2x5HA16	2x5HA14
<b>Bonde 2</b>			2x4HA14	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA14
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>		<b>Bonde1</b>	10 cm	10cm	10 cm	10cm
		<b>Bonde 2</b>	20cm	20cm	20cm	20cm
<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015*B (cm2)/bande</b>		7.5	7.5	7.5	7.5	
<b>A<sub>H</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		4,57	5,30	5,26	4,88	
<b>Choix des barres/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		7HA12	7HA12	7HA12	7HA12	
<b>esp =15cm</b>		(A=7.91cm <sup>2</sup> )	(A=7.91cm <sup>2</sup> )	(A=7.91cm <sup>2</sup> )	(A=7.91cm <sup>2</sup> )	
<b>Armature transversal</b>		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>contrainte</b>	<b><math>\tau_u=2.5</math>(MPa)</b>	0,503	0,445	0,353	0,221
		<b><math>\tau_b=5</math>(MPa)</b>	0,704	0,623	0,494	0,309
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	1104,77	819,41	476,8	85,91
		<b><math>\sigma_b=15</math>(MPa)</b>	2,1	1,6	0.9	0.16

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

✓ Ferrailages des voiles : VT1 = 1m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1717,91	2123,45	2632,31	4663,78	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5856,11	-4970,63	-4402,56	-5653,33	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	54,52	61,91	62,73	72,3	
	L <sub>t</sub> (m)	0,77	0,70	0,63	0,55	
	L <sub>c</sub> (m)	0,23	0,30	0,37	0,45	
	d (m)	0,387	0,350	0,313	0,274	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2928,055	2485,315	2201,280	2826,665	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	339,59	261,21	206,64	232,33
		N <sub>2</sub>	113,196	87,070	68,880	77,445
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	8,49	6,53	5,17	5,81
		A <sub>v2</sub>	2,83	2,18	1,72	1,94
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,10	2,38	2,42	2,78
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	9,01	7,13	5,77	6,50
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	2,83	2,77	2,33	2,63
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,06	3,68	3,29	2,88
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	9,24	9,24	6.78	6.78
Bonde 2		4.52	4.52	4.52	4.52	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12
		Bonde 2	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	10cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		3	3	3	3
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		2,32	2,10	1,88	1,64
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
ep =20cm		(A=3,14cm <sup>2</sup> )	(A=3,14cm <sup>2</sup> )	(A=3,14cm <sup>2</sup> )	(A=3,14cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u=2.5$ (MPa)	0,303	0,344	0,349	0,402
		$\tau_b=5$ (MPa)	0,424	0,482	0,488	0,562
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	574,52	438,79	266,29	72,32
$\sigma_b=15$ (MPa)		2,5	1,9	1,2	0.32	

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

✓ Ferrailages des voiles : VT2 = 3.85m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,85	3,85	3,85	3,85		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,77	0,77	0,77	0,77		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4396	2487,82	4172,32	5413,79		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8570,89	-5728,93	-6237,64	-6707,33		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	592,4	422,38	242,49	76,86		
	L <sub>t</sub> (m)	2,54	2,68	2,31	2,13		
	L <sub>c</sub> (m)	1,31	1,17	1,54	1,72		
	d (m)	1,272	1,342	1,153	1,065		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4285,445	2864,465	3118,820	3353,665		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1635,83	1153,37	1079,23	1071,71	
		N <sub>2</sub>	545,276	384,457	359,743	357,238	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	40,10	28,83	26,98	26,79	
		A <sub>v2</sub>	13,63	9,61	8,99	8,93	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		22,81	16,26	9,34	2,96	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	39,60	30,28	29,31	27,53	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	13,63	13,68	11,33	9,67	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		13,36	14,09	12,11	11,18	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	40.2	30.8	30.8	30.8	
		Bonde 2	15.4	15.4	15.4	15.4	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10HA16	2x10HA14	2x10HA14	2x10HA14
			Bonde 2	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	10cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande			11.55	11.55	11.55	11.55	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			7,63	8,05	6,92	6,39	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	
Espacement =13cm			(A=9.04cm <sup>2</sup> )	(A=9.04cm <sup>2</sup> )	(A=9.04cm <sup>2</sup> )	(A=9.04cm <sup>2</sup> )	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>					
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u=2.5(\text{MPa})$	0,855	0,609	0,350	0,111	
		$\tau_b=5(\text{MPa})$	1,197	0,853	0,490	0,155	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2852,45	2193,46	1366,54	366,53	
		$\sigma_b=15(\text{MPa})$	3,6	2,7	1,7	0.46	

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

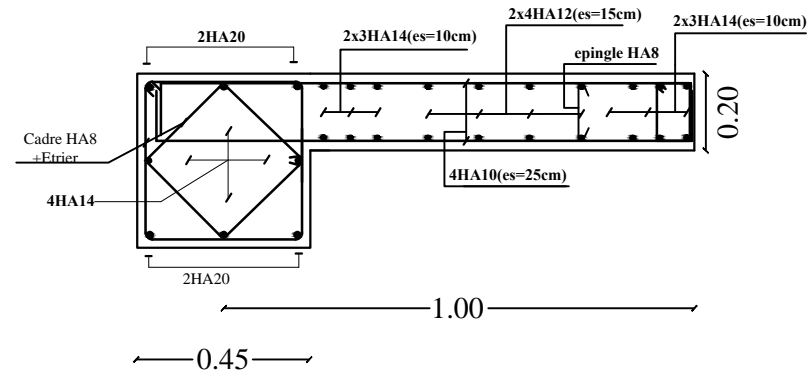
✓ Ferrailages des voiles : VT3 = 1.6m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,6	1,6	1,6	1,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,32	0,32	0,32	0,32	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4583,39	3612,63	2830,62	4622,66	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8496,07	-5975,22	-4196,25	-4754,16	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	106,35	120,11	116,1	96,09	
	L <sub>t</sub> (m)	1,04	1,00	0,96	0,81	
	L <sub>c</sub> (m)	0,56	0,60	0,64	0,79	
	d (m)	0,520	0,499	0,478	0,406	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4248,035	2987,610	2098,125	2377,080	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	662,26	446,86	300,71	289,25
		N <sub>2</sub>	220,753	148,952	100,235	96,417
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	16,56	11,17	7,52	7,23
		A <sub>v2</sub>	5,52	3,72	2,51	2,41
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,09	4,62	4,47	3,70
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	15,58	11,33	8,64	8,16
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	5,52	4,88	3,62	3,34
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,46	5,23	5,02	4,26
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	16.08	12.32	9,04	9.04
		Bonde 2	6.78	6.78	6.78	6.78
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA12
Bonde 2			2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		4.8	4.8	4.8	4.8	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,12	2,99	2,87	2,43	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	
ep =20cm		(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u=2.5(\text{MPa})$	0,369	0,417	0,403	0,334
		$\tau_b=5(\text{MPa})$	0,517	0,584	0,564	0,467
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	726,51	517,66	294,75	52,23
		$\sigma_b=15(\text{MPa})$	2,1	1,5	0.85	0.15

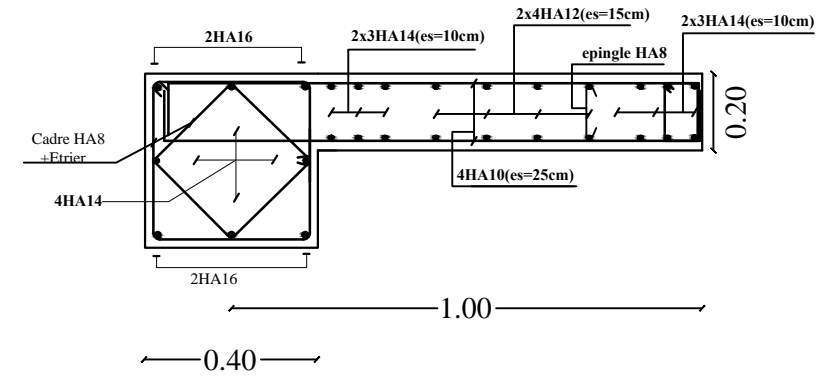
## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

✓ Ferrailages des voiles : VT4 = 2.5m

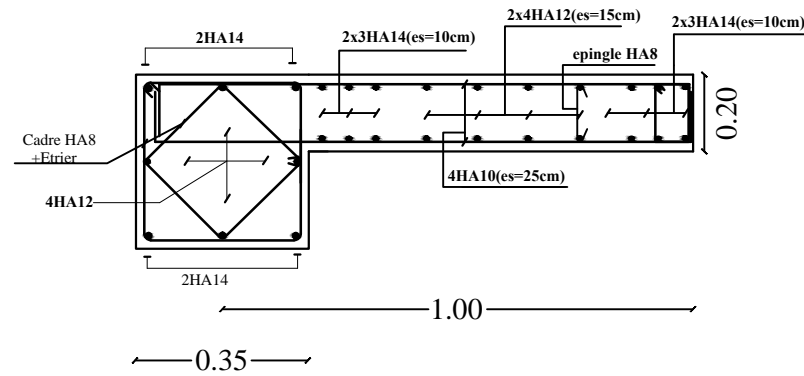
Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	
<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>L (m)</b>	2,5	2,5	2,5	2,5	
	<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	
	<b>B (m)</b>	0,5	0,5	0,5	0,5	
<b>Sollicitations de calcul</b>	<b><math>\sigma_{max}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>		2797,16	2655,98	2020,99	2451,14
	<b><math>\sigma_{min}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>		-6200,67	-5227,54	-4337,52	-3851,29
	<b>Nature de la section</b>		SPC	SPC	SPC	SPC
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>		281,76	270,63	185,06	65,89
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>		1,72	1,66	1,71	1,53
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>		0,78	0,84	0,79	0,97
	<b>d (m)</b>		0,861	0,829	0,853	0,764
	<b><math>\sigma_1</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>		3100,335	2613,770	2168,760	1925,645
	<b>N (kN)</b>	<b>N<sub>1</sub></b>	801,20	649,94	554,79	441,27
		<b>N<sub>2</sub></b>	267,067	216,648	184,930	147,090
	<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>v1</sub></b>	20,03	16,25	13,87	11,03
		<b>A<sub>v2</sub></b>	6,68	5,42	4,62	3,68
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		10,85	10,42	7,12	2,54
	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A1=A<sub>v1</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	18,195	17,85	15,65	11,67
		<b>A2=A<sub>v2</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	8,925	8,02	6,40	4,31
	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		9,04	8,70	8,95	8,02
	<b>A<sub>v</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bonde1</b>	20.10	20.10	20.10	15.4
<b>Bonde 2</b>		12.32	12.32	9.04	9.04	
<b>Ferrailage des voiles</b>	<b>Choix des barres</b>	<b>Bonde1</b>	2x5HA16	2x5HA16	2x5HA16	2x5HA14
		<b>Bonde 2</b>	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>Bonde1</b>	10 cm	10cm	10 cm	10cm
		<b>Bonde 2</b>	20cm	20cm	20cm	20cm
	<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015*B (cm2)/bande</b>		5,17	7,50	5,12	4,58
	<b>A<sub>H</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		7.50	7,50	7.50	7.50
	<b>Choix des barres/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
<b>Espacement =15cm</b>		(A=7.91cm <sup>2</sup> )	(A=7.91cm <sup>2</sup> )	(A=7.91cm <sup>2</sup> )	(A=7.91cm <sup>2</sup> )	
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armature transversal</b>		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	<b>contrainte</b>	<b><math>\tau_u=2.5</math>(MPa)</b>	0,626	0,601	0,411	0,146
		<b><math>\tau_b=5</math>(MPa)</b>	0,877	0,842	0,576	0,205
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	1092,18	816,53	477	87,72
<b><math>\sigma_b=15</math>(MPa)</b>		2,1	1,5	0.9	0.17	



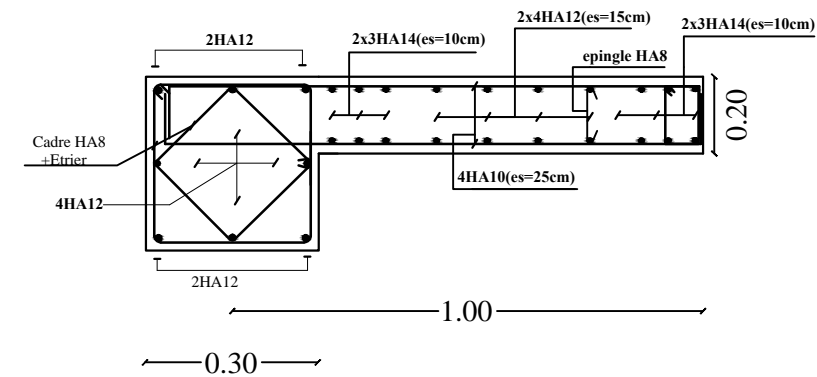
FERRAILLAGE DU VOILE VL1(ZONE 1)



FERRAILLAGE DU VOILE VL1(ZONE 2)



FERRAILLAGE DU VOILE VL1(ZONE 3)



FERRAILLAGE DU VOILE VL1(ZONE 4)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : Ait KACI

TITRE:

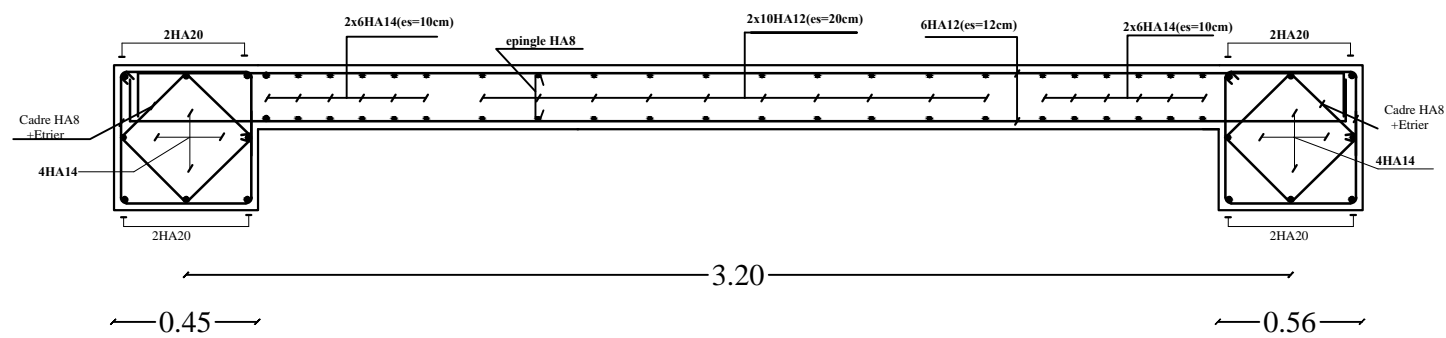
FERRAILLAGE DES  
 VOILES

DIRIGE PAR :  
 Mr : Ben Chiha

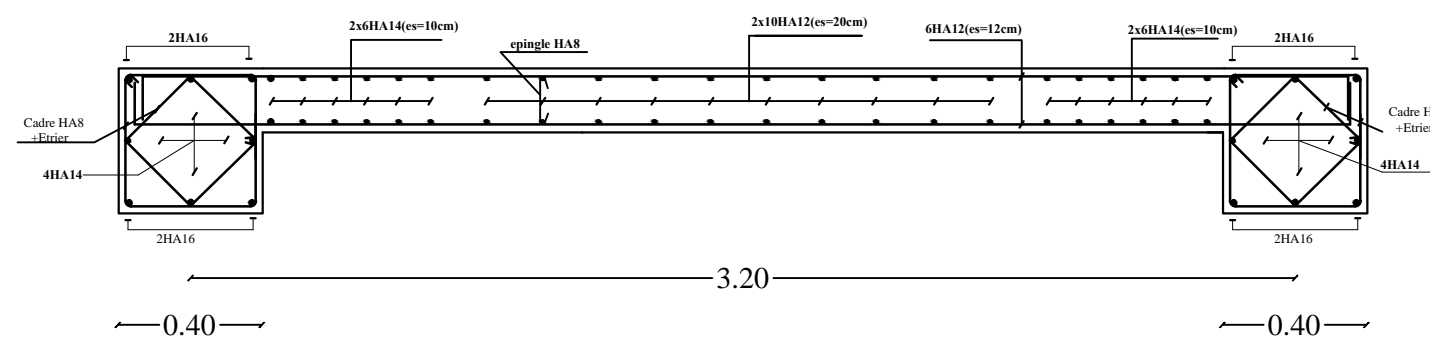
PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

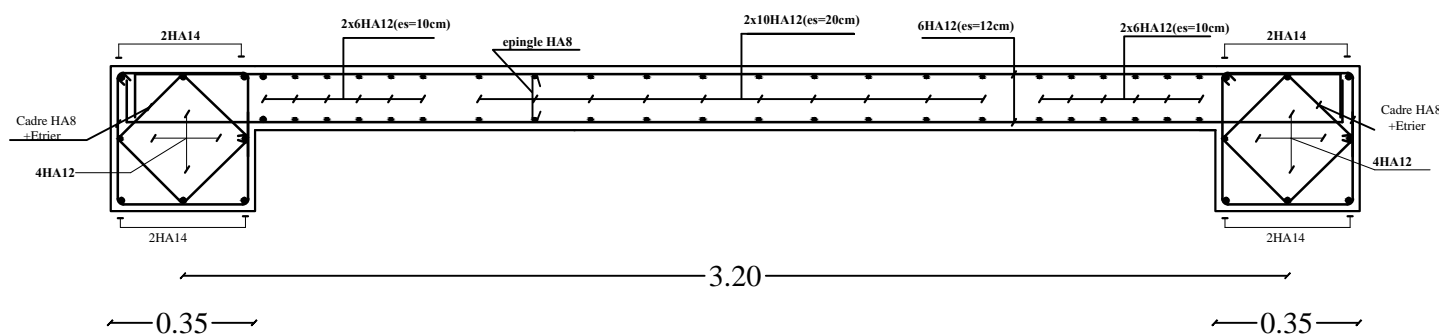
EHELLE



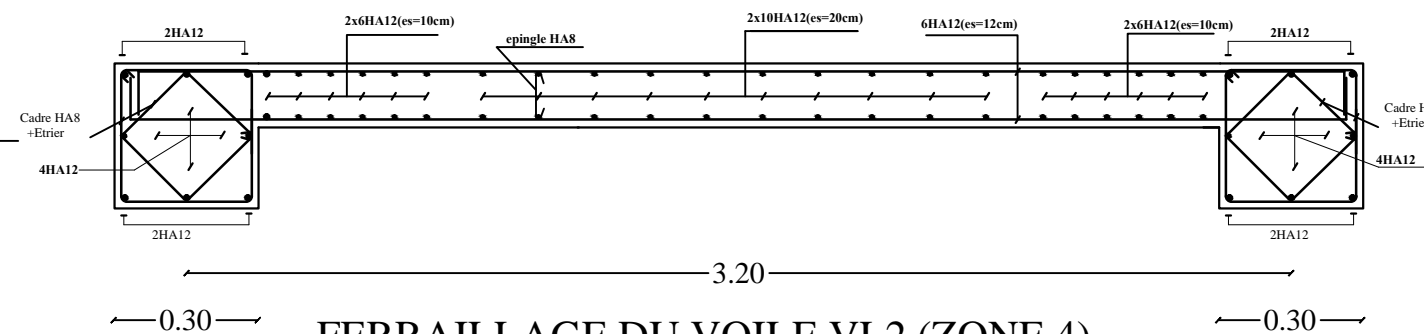
FERRAILLAGE DU VOILE VL2 (ZONE 1)



FERRAILLAGE DU VOILE VL2 (ZONE 2)



FERRAILLAGE DU VOILE VL2 (ZONE 3)



FERRAILLAGE DU VOILE VL2 (ZONE 4)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : Ait KACI

TITRE:

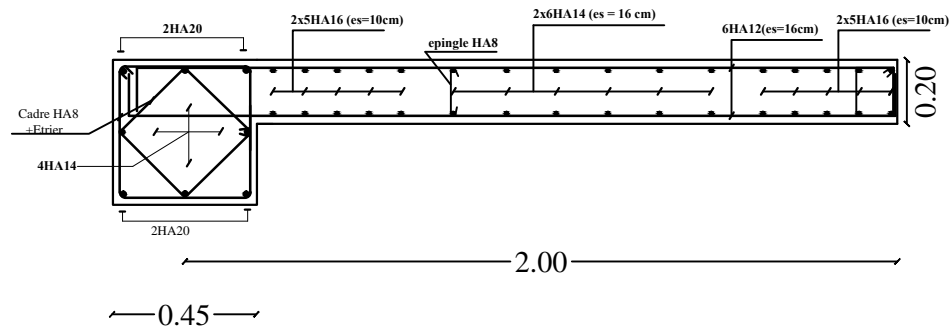
FERRAILLAGE DES  
 VOILES

DIRIGE PAR :  
 Mr : Ben Chiha

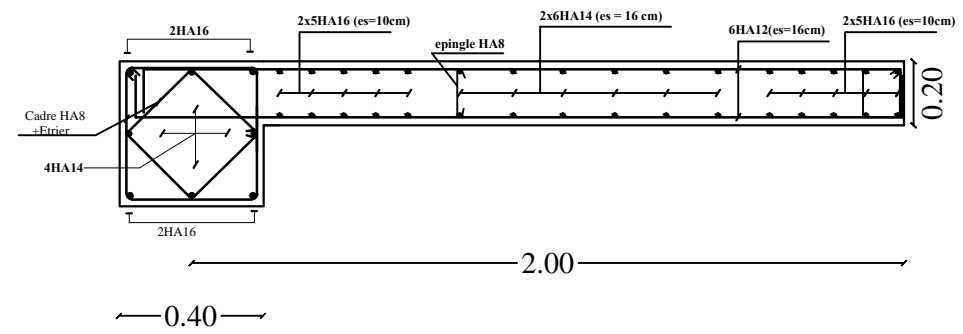
PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

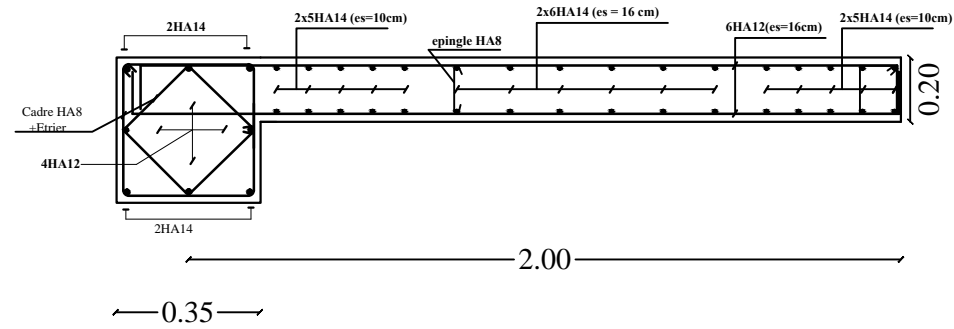
ECHELLE



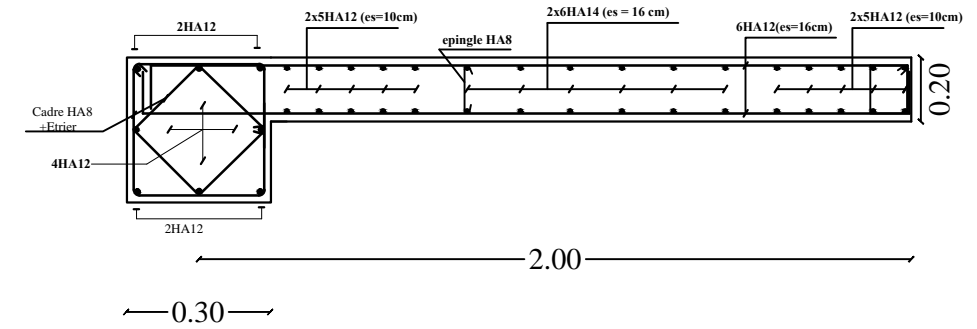
FERRAILLAGE DES VOILES VL3 (ZONE 1)



FERRAILLAGE DES VOILES VL3 (ZONE 2)



FERRAILLAGE DES VOILES VL3 (ZONE 3)



FERRAILLAGE DES VOILES VL3 (ZONE 4)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : Ait KACI

TITRE:

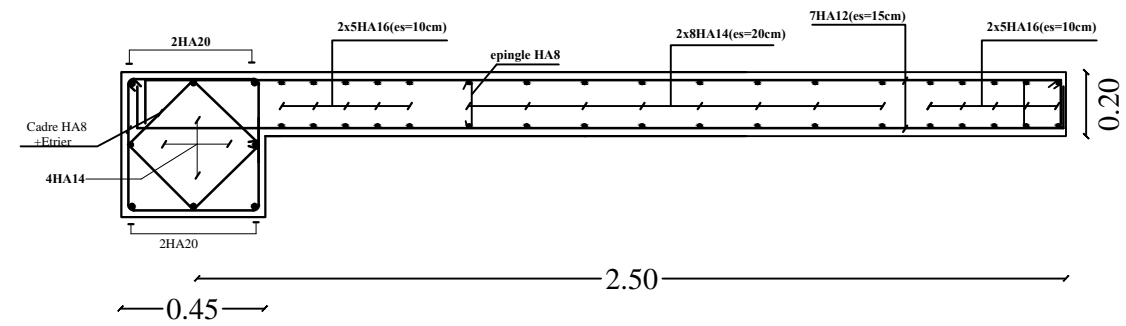
FERRAILLAGE DES  
 VOILES

DIRIGE PAR :  
 Mr : Ben Chiha

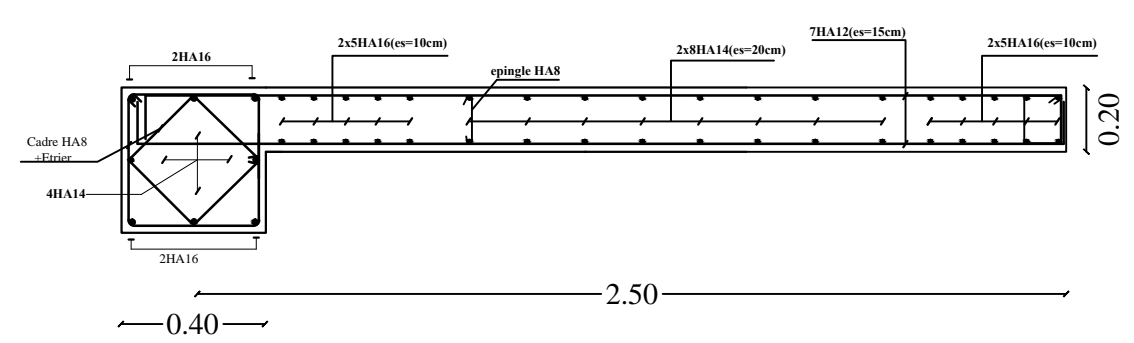
PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

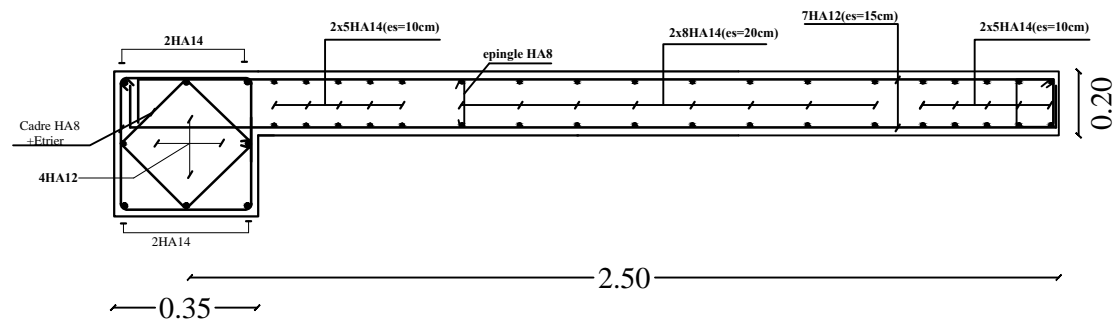
EHELLE



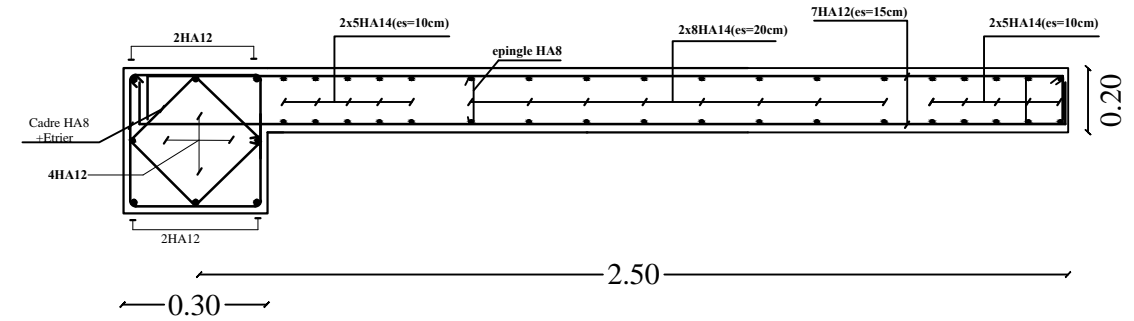
FERRAILLAGE DES VOILES VL4 (ZONE 1)



FERRAILLAGE DES VOILES VL4 (ZONE 2)



FERRAILLAGE DES VOILES VL4 (ZONE 3)



FERRAILLAGE DES VOILES VL4 (ZONE 4)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : Ait KACI

TITRE:

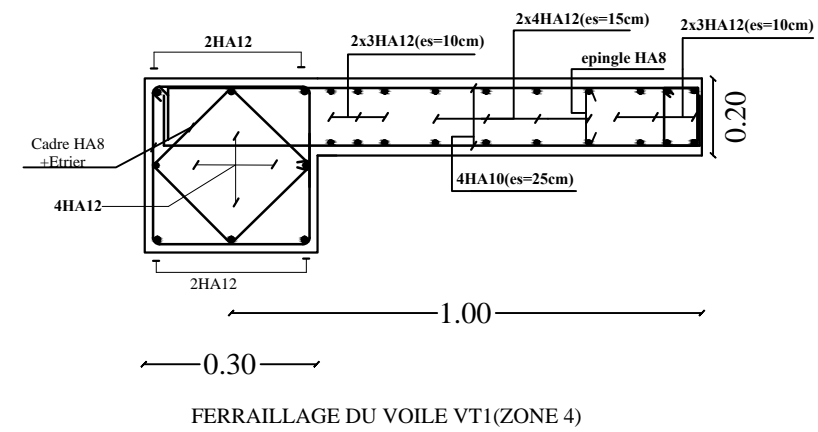
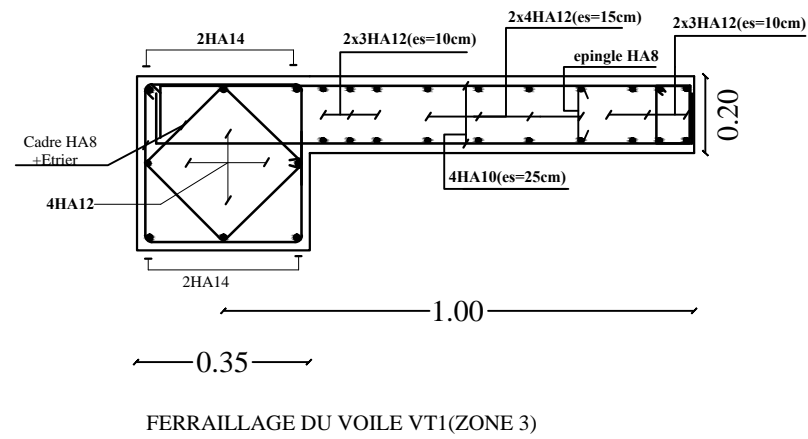
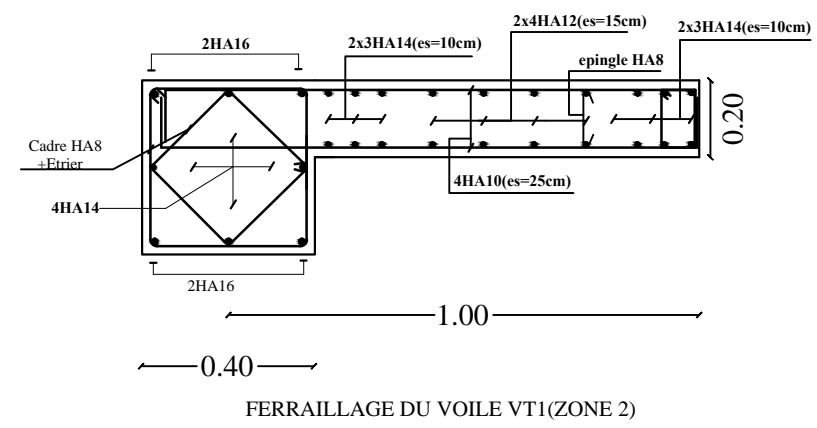
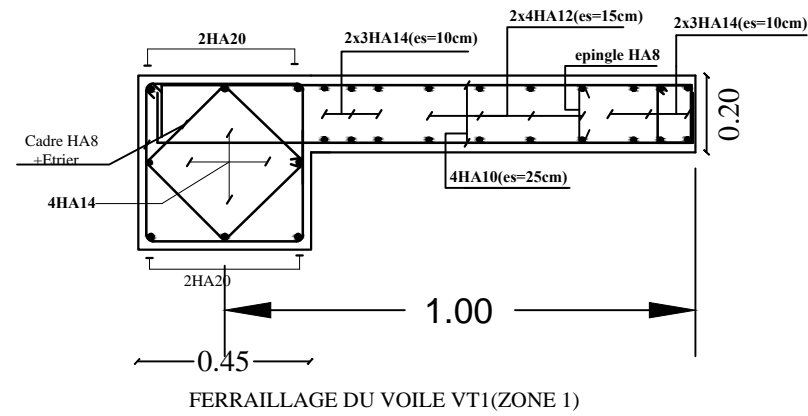
FERRAILLAGE DES  
 VOILES

DIRIGE PAR :  
 Mr : Ben Chiha

PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

EHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : Ait KACI

TITRE:

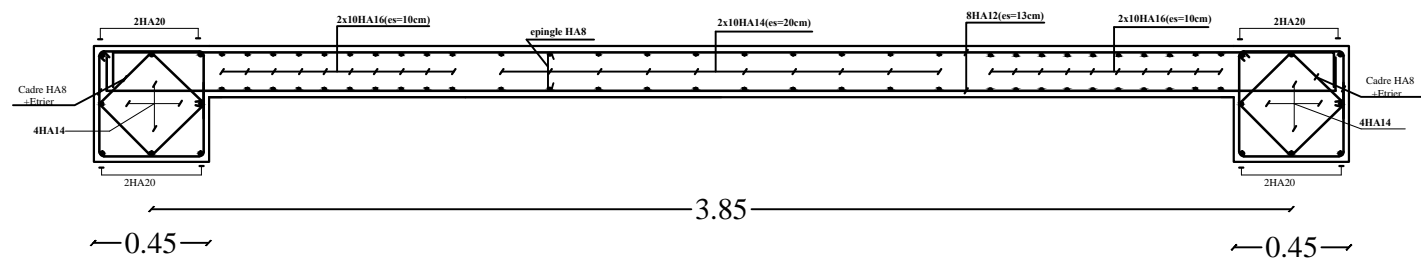
FERRAILLAGE DES  
 VOILES

DIRIGE PAR :  
 Mr : Ben Chiha

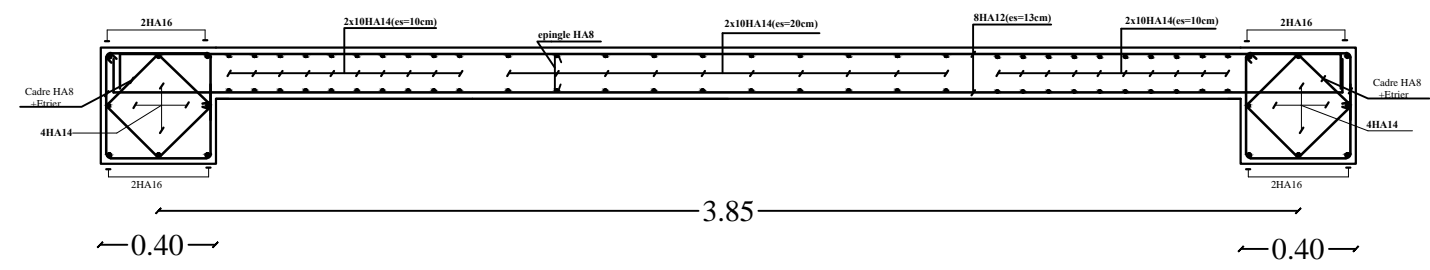
PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

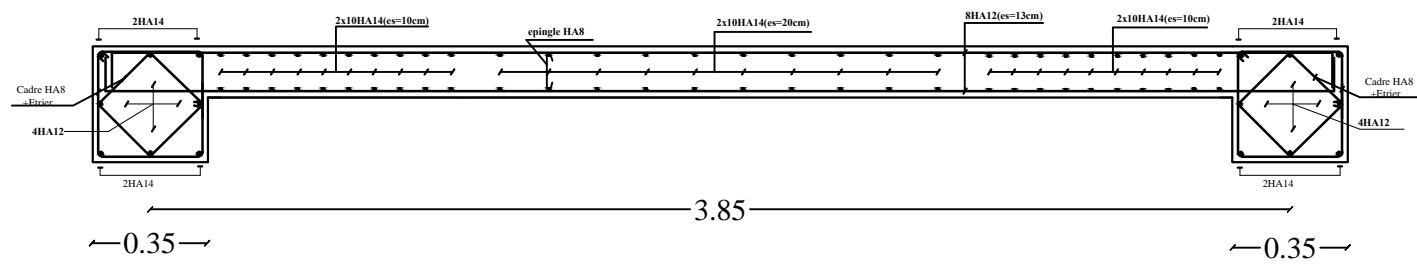
ECHELLE



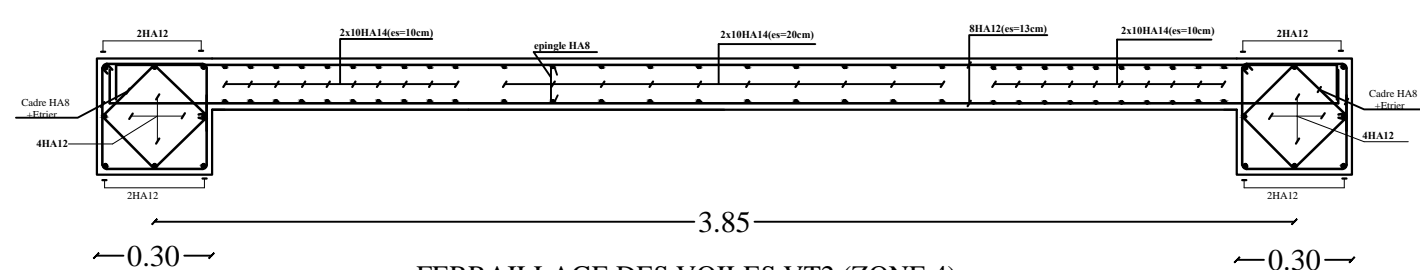
FERRAILLAGE DES VOILES VT2 (ZONE 1)



FERRAILLAGE DES VOILES VT2 (ZONE 2)



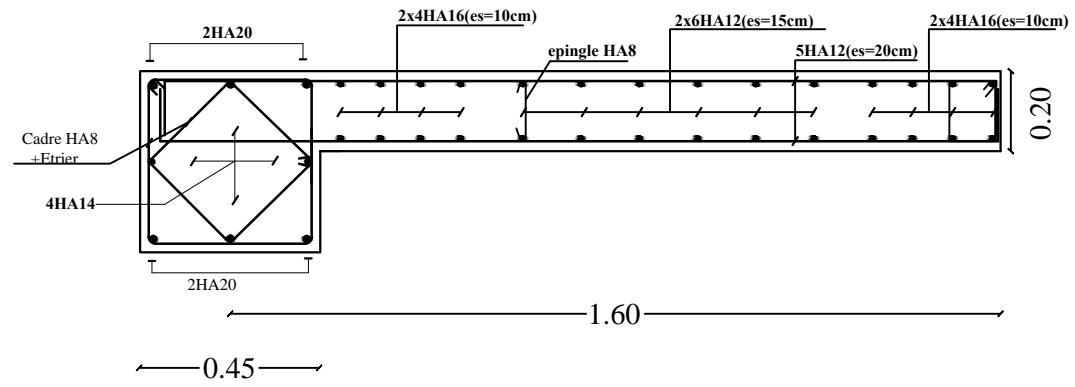
FERRAILLAGE DES VOILES VT2 (ZONE 3)



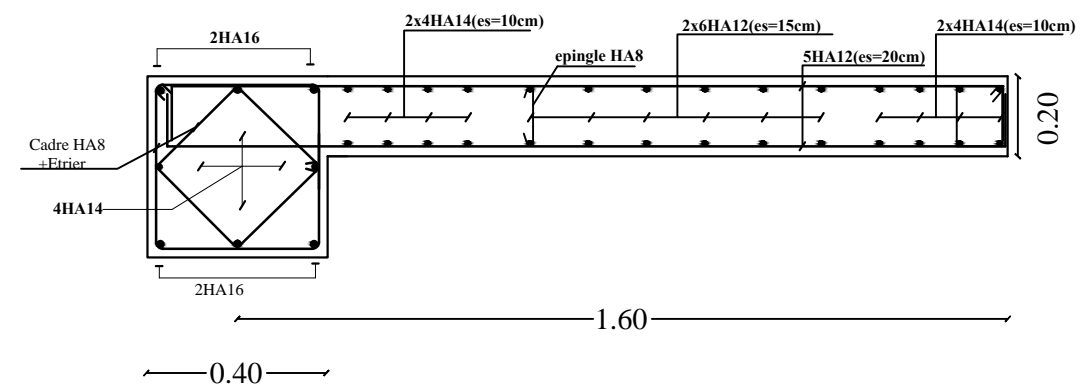
FERRAILLAGE DES VOILES VT2 (ZONE 4)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

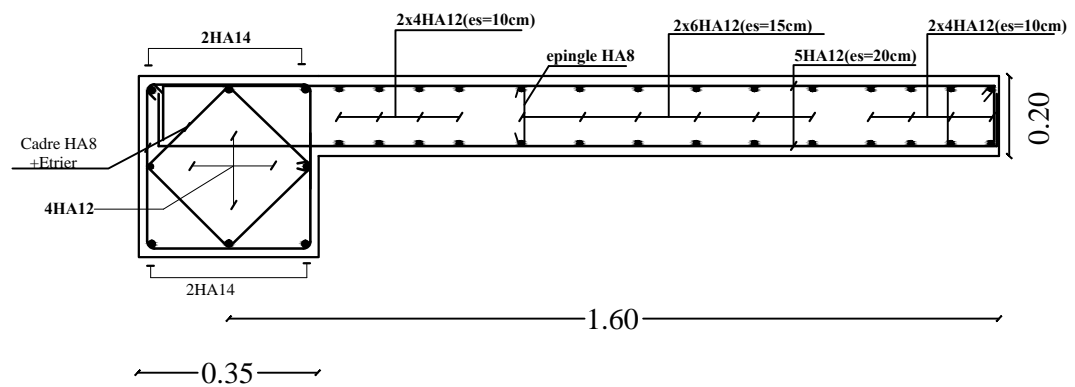
ETUDIE PAR : Mr : Ait KACI	TITRE: <b>FERRAILLAGE DES VOILES</b>	
DIRIGE PAR : Mr : Ben Chiha	PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N°
		ECHELLE



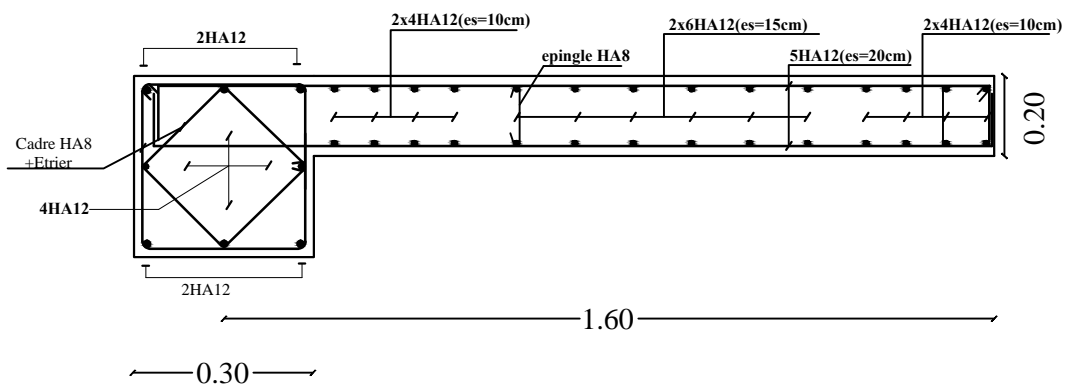
FERRAILLAGE DU VOILE VT3(ZONE 1)



FERRAILLAGE DU VOILE VT3(ZONE 2)



FERRAILLAGE DU VOILE VT3(ZONE 3)



FERRAILLAGE DU VOILE VT3(ZONE 4)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : Ait KACI

TITRE:

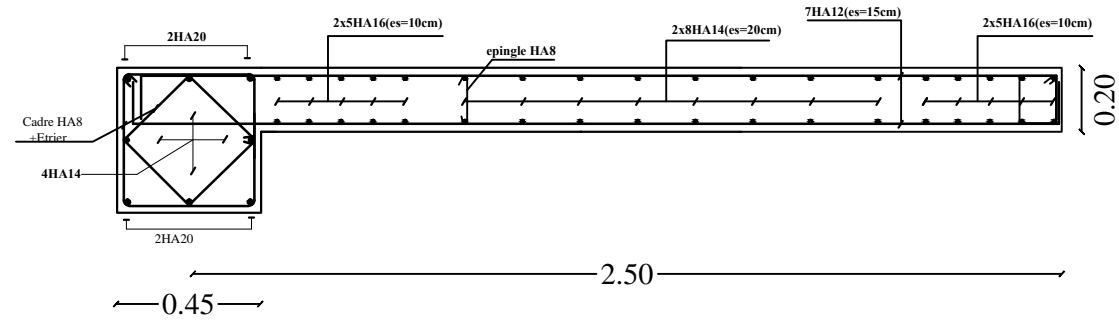
FERRAILLAGE DES  
 VOILES

DIRIGE PAR :  
 Mr : Ben Chiha

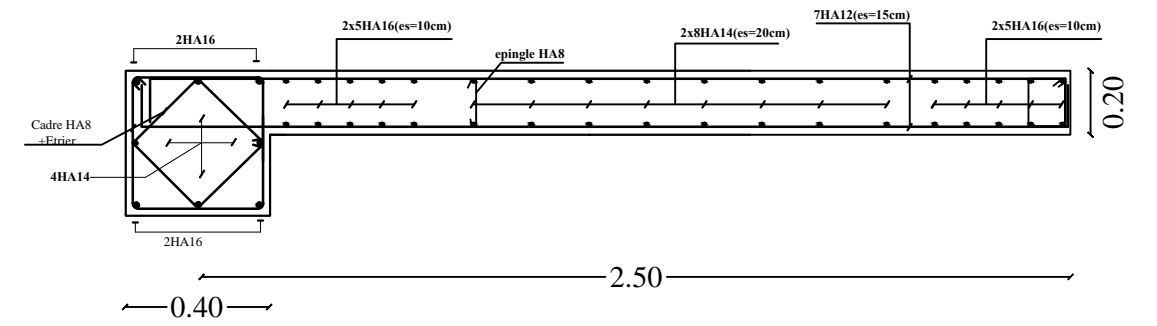
PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

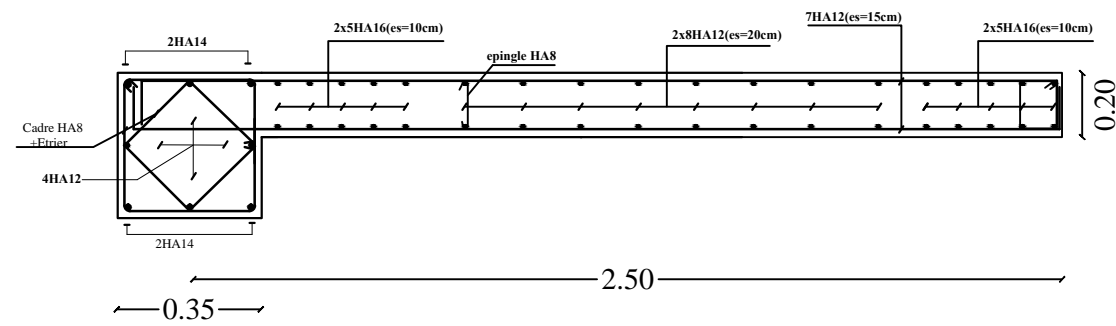
ECHELLE



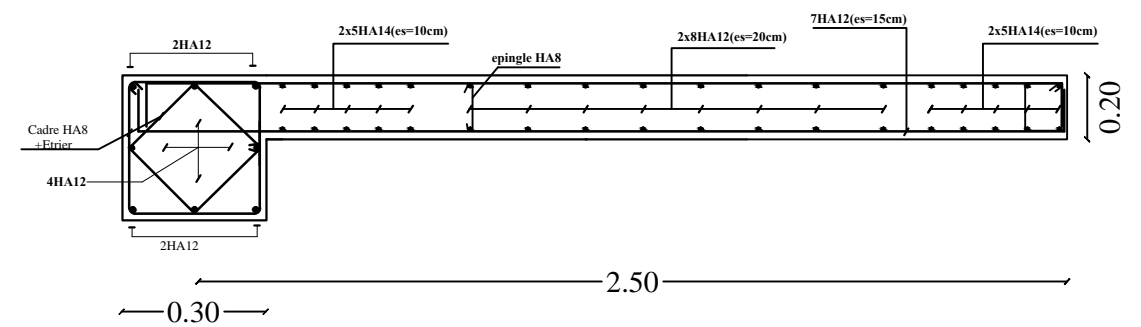
FERRAILLAGE DES VOILES VT4 (ZONE 1)



FERRAILLAGE DES VOILES VT4 (ZONE 2)



FERRAILLAGE DES VOILES VT4 (ZONE 3)



FERRAILLAGE DES VOILES VT4 (ZONE 4)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : Ait KACI

TITRE:

FERRAILLAGE DES  
 VOILES

DIRIGE PAR :  
 Mr : Ben Chiha

PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

ECHELLE

*Chapitre VIII:*  
*Etude de l'infrastructure*

### **VIII) Etude de l'infrastructure :**

#### **VIII-1) Introduction :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Ces efforts consistent en :

- un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes,
- une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction,
- un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures; à savoir les fondations superficielles et les fondations profondes.

#### ✓ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées dans les sols à grande capacité portante .Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles continues sous murs.
- les semelles continues sous poteaux.
- les semelles isolées.
- les radiers.

#### ✓ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- les pieux,
- les puits.

#### **VIII-2) Etude du sol de fondation :**

L'étude géologique du site dont a été réalisé notre ouvrage, a donné une contrainte admissible du sol égale à 2 bars.

#### **VIII-3) Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- la Nature de l'ouvrage à fonder.
- la nature du terrain et sa résistance.
- profondeur du bon sol.
- le tassement du sol.

### VIII-4) Dimensionnement :

#### VIII-4-1) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

✓ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1(\text{poteau carée})$$

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

✓ **Exemple de calcul:**

$$N_{ser} = 2587,59 \text{ KN} \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \quad B = 3.6 \text{ m}$$

✓ **Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il ya lieu d'opter pour des semelles filantes.

#### VIII-4-2) Semelles filantes :

✓ **Semelles filantes sous voiles :**

La largeur B est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

**Avec :**

**B** : largeur de la semelle.

**L** : longueur du voile.

**G** et **Q** : charge et surcharge à la base du voile.

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol.

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

➤ **Sens longitudinal :**

Voiles	G(KN)	Q(KN)	G+Q	L(m)	B(m)	S=B*L(m <sup>2</sup> )
VL 1	450.4	52.76	503.16	1	2.516	2.516
VL1	316.56	43.63	360.19	1	1.800	1.800
VL1	316.56	43.63	360.19	1	1.800	1.800
VL1	450.4	52.76	503.16	1	2.516	2.516
VL2	1791.55	293,89	2085.44	3.2	3.259	10.427
VL2	1791.55	293,89	2085.44	3.2	3.259	10.427
VL3	1271,19	204,96	1476.15	2	3.690	7.381
VL3	1271,19	204,96	1476.15	2	3.690	7.381
VL4	874,45	91,68	966.13	2.5	1.932	4.831
VL4	874,45	91,68	966.13	2.5	1.932	4.831
						<b>53.91</b>

**Tableau VIII .1 : Surface des semelles filantes sous les voiles**

➤ **Sens transversal :**

Voiles	G(KN)	Q(KN)	G+Q	L(m)	B(m)	S=B*L(m <sup>2</sup> )
VT1	448,30	52,42	500.72	1	2.504	2.504
VT1	448,30	52,42	500.72	1	2.504	2.504
VT2	1909,48	226,58	2136.06	3.85	2.774	10.680
VT2	2843,52	418,20	3261.72	3.85	4.236	16.309
VT2	2843,52	418,20	3261.72	3.85	4.236	16.309
VT2	1909,48	226,58	2136.06	3.85	2.774	10.680
VT 3	572,24	62,43	634.67	1.6	1.983	3.173
VT3	572,24	62,43	634.67	1.6	1.983	3.173
VT 4	864,33	90,03	954.36	2.5	1.909	4.772
VT4	864,33	90,03	954.36	2.5	1.909	4.772
						<b>74.88</b>

**Tableau VIII .2 : Surface des semelles filantes sous les voiles**

$$S_v = \Sigma S_i = 128.79m^2$$

Avec :

S<sub>v</sub> : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

✓ **Semelles filantes sous poteaux :**

➤ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etape de calcul :**

- Déterminer la résultante des charges:  $R = \sum N_i$
- Déterminer la coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e \geq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

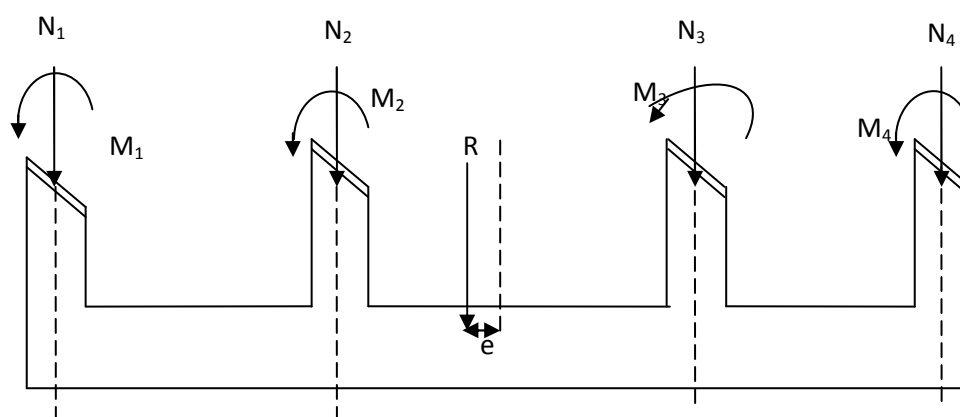
$$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

-Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}}$$



**Figure VIII.1 Distribution des sollicitations.**

✓ **Application :**

➤ **Détermination de la résultante des charges :**

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité (portique E).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteaux	N <sub>s</sub> (G+Q) KN	M <sub>s</sub> (KN.m )	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub> (KN.m)
<b>1</b>	1093.52	0,201	-5,44	-5978.75
<b>2</b>	1121.1	0,134	-2,86	-3206.346
<b>3</b>	1795.76	0.100	5,40	9697.104
<b>4</b>	1881,65	0.00	8,56	16106.924
<b>5</b>	1366,55	0.00	-4,92	-6723.426
Somme	7258.58	0.435		9895.506

**Tableau VIII .3 : la résultante des charges**

- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{9895.506 + 0.435}{7258.58} = 1.36m$$

- Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 1.36m < \frac{L}{6} = \frac{15.1}{6} = 2.52m \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7258.58}{15.1} \times \left(1 - \frac{6 \times (1.36)}{15.1}\right) = 220.93 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7258.58}{15.1} \times \left(1 + \frac{6 \times (1.36)}{15.1}\right) = 740.47 \text{ KN/m}$$

$$q_{L/4} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{7258.58}{15.1} \times \left(1 + \frac{3 \times (1.36)}{15.1}\right) = 610.59 \text{ KN/m}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{740.47}{200} = 3.70 \text{ m}$$

On prend **B=3.70 m**.

La surface de la semelle sous poteaux est de :  $3.70 \text{ m} \times 15.1 \text{ m} = \mathbf{55.87 \text{ m}^2}$ .

La surface totale des semelles sous poteaux est de :  $S_{pt} = n \times S_p$

$$S_p = 55.87 \times 5 = \mathbf{279.35 \text{ m}^2}$$

La surface totale des semelles filantes :  $S_t = 279.35 + 128.79 = \mathbf{408.14 \text{ m}^2}$

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = \mathbf{534.54 \text{ m}^2}$

$$\frac{408.14}{534.54} = 0.76$$

La surface totale des semelles représente **76%** de la surface du bâtiment.

✓ **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général.

### VIII-4-3) Radier général:

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, 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 et à son poids propre.

#### VIII-4-3-1) Pré dimensionnement du radier :

- ✓ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

- ✓ Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max}$  : distance maximale entre deux voiles successifs ( $L_{\max} = 3.80 \text{ m}$ ).

$h$  : épaisseur du radier.

$$\frac{380}{8} \leq h \leq \frac{380}{5} \quad \rightarrow \quad 47.5 \text{ cm} \leq h \leq 76 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 60 \text{ cm}$ .

- Sous poteaux :

- Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm.

$$h_d \geq \frac{540}{20} = 27 \text{ cm}$$

Soit  $h_d = 30 \text{ cm}$

- Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm}$$

On prend  $h_n = 60 \text{ cm}$

Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 32\text{cm} \leq b_n \leq 56\text{cm}$$

➤ 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:

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : longueur élastique.

$K$  : module de raideur du sol, rapporte a l'unité de surface ;  $K=40\text{MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : l'inertie de section du radier (bande de 1m).

$E$  : module de déformation longitudinale déferée :  $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

$L_{max}$  : distance maximale entre deux voiles successifs ( $L_{max} = 4.40 \text{ m}$ ).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.157 \text{ m}$$

On prend :  $h_n = 120 \text{ cm}$

✓ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 120\text{cm}$ ..... Hauteur de la nervure.

$h_d = 30\text{cm}$ ..... Hauteur de la dalle.

$b_n = 60 \text{ cm}$ ..... Largeur de la nervure.

### VIII-4-3-2) Détermination des efforts :

✓ Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente :  $G = 67262,43\text{KN}$ .

Charge d'exploitation :  $Q = 10615,93\text{KN}$ .

✓ Combinaison d'actions :

ELU  $1.35G+1.5Q = 106728.176\text{KN}$

ELS  $G+Q = 77878.36 \text{ KN}$

✓ Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU} \quad S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{106728.176}{1.33 \times 200} = 401.234 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} \quad S_{radier} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{77878.36}{200} = 389.392 \text{ m}^2$$

D'où

$$S_{radier} = \max(S_{radier}^{ELU}; S_{radier}^{ELS}) = 401.234 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 534.54 \text{ m}^2 > 401.234 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \rightarrow L_{deb} \geq \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) \rightarrow L_{deb} \geq 60\text{cm}$$

Soit un débord de  $L_{deb} = 65\text{cm}$ .

Donc la surface totale du radier est de:

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 534.54 + (35.4 + 15.1) \times 0.65 \times 2 = 600.2 \text{ m}^2$$

✓ Calcul des sollicitations a la base du radier:

➤ Charges permanentes :

-Poids du radier :

$P_{rad}$  = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

-Poids de la dalle :  $g_1 = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 600.2 \times 0.3 \times 25 = 4501.5 \text{ KN}$

-Poids des nervures :  $g_2 = b \times (h_n - h_d) \times \rho_b \times L \times n.$

$$g_2 = 0.6 \times (1.2 - 0.3) \times 25 \times 35.4 \times 10 + 0.6 \times (1.2 - 0.3) \times 25 \times 15.1 \times 5 \\ = 5798.25 \text{ KN}$$

-Poids de TVO :  $g_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \times \rho_b.$

Avec :

$$S_{ner} = \frac{5798.25}{0.6 \times 25} = 386.55 \text{ m}^2$$

$$g_3 = (600.2 - 386.55) \times (1.2 - 0.3) \times 25 = 4807.125 \text{ KN}$$

-Poids de la dalle flottante :  $g_4 = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$

$$g_4 = (600.2 - 386.55) \times 0.15 \times 25 = 801.19 \text{ KN}$$

$$G_{rad \text{ tot}} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4$$

$$G_{rad \text{ tot}} = 4501.5 + 5798.25 + 4807.125 + 801.19 = 15908.065 \text{ KN}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

-Surcharge du bâtiment :  $Q_{bat} = 10615,93 \text{ KN}.$

-Surcharge du radier:  $Q_{rad} = 600.2 \text{ KN}.$

➤ Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 15908.065 + 67262,43 = 83170.495 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 600.2 + 10615,93 = 11216.13 \text{ KN}$$

➤ Combinaison d'action :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 83170.495 + 1.5 \times 11216.13 = 129104.363 \text{ KN}.$$

$$\text{A l'ELS: } N_s = G + Q = 83170.495 + 11216.13 = 94386.625 \text{ KN}.$$

**VIII-4-3-3) Vérifications :**

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1, 211)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{MPa} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

Avec :  $b=100 \text{ cm}$ ,  $d=0,9h_d=27 \text{ cm}$ .

$$T_{max} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{129104.363 \times 1}{600.2} \times \frac{5.4}{2} = 580.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} = \frac{580.78 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2.15 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 2.15 \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{MPa}$$

✓ **Vérification de la stabilité du radier :**

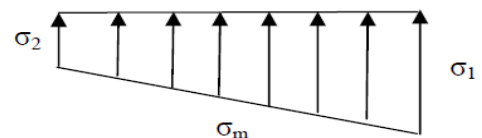
La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal «**N**» dû aux charges verticales.
- Moment sismique «**M** »rapporté à la base du radier tel que :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

- M<sub>0</sub>**: Moment sismique à la base du bâtiment.
- T<sub>0</sub>**: Effort tranchant à la base du bâtiment.
- h** : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).



**Figure VIII.2 Diagramme des contraintes du sol.**

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

A L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{SOL}$$

A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

➤ **Calcul du CDG et des moments d'inertie :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 17.70 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = 7.108 \text{ m}$$

Avec :

$S_i$ : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Les moments d'inertie suivant les deux directions :**

$$I_{xx} = \frac{b h^3}{12} = \frac{35.4 \times 15.1^3}{12} = 10156.71 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b^3 h}{12} = \frac{35.4^3 \times 15.1}{12} = 55822.01 \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des moments :**

▪ **Sens longitudinal :**

**A l'ELU:**

$$M_x = 71332,104 + 2851,57 \times 1.5 = 75609.459 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{129104.363}{600.2} + \frac{75609.459}{55822.01} \cdot 17.700 = 239.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{129104.363}{600.2} - \frac{75609.459}{55822.01} \cdot 17.700 = 191.13 \text{ KN/m}^2$$

D' où:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 239.08 + 191.13}{4} = 227.09 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 227.09 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{CV}$$

**A l'ELS:**

$$M_x = 71332,104 + 2851,57 \times 1.5 = 75609.459 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{94386.625}{600.2} + \frac{75609.459}{55822.01} \cdot 17.70 = 181.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{94386.625}{600.2} - \frac{75609.459}{55822.01} \cdot 17.70 = 133.28 \text{ KN/m}^2$$

D' où:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 181.23 + 133.28}{4} = 169.24 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 169.24 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{CV}$$

▪ **Sens transversal :**

**A l'ELU:**

$$M_y = 75000,51 + 2745,25 \times 1.5 = 79118.385 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V_y = \frac{129104.363}{600.2} + \frac{79118.385}{10156.71} \times 7.108 = 270.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V_y = \frac{129104.363}{600.2} - \frac{79118.385}{10156.71} \times 7.108 = 159.73 \text{ KN/m}^2$$

D' où:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 270.47 + 159.73}{4} = 242.78 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 242.78 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow CV$$

A l'ELU:

$$M_y = 75000.51 + 2745.25 \times 1.5 = 79118.385 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V_y = \frac{94386.625}{600.2} + \frac{79118.385}{10156.71} \times 7.108 = 212.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V_y = \frac{94386.625}{600.2} - \frac{79118.385}{10156.71} \times 7.108 = 101.89 \text{ KN/m}^2$$

D' où:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 212.63 + 101.89}{4} = 184.95 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 184.95 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow CV$$

✓ Vérification au poinçonnement (Art A.5.2, 42 /BAEL91)

On admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU

$\mu_c$ : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

$h$ : épaisseur totale du radier.

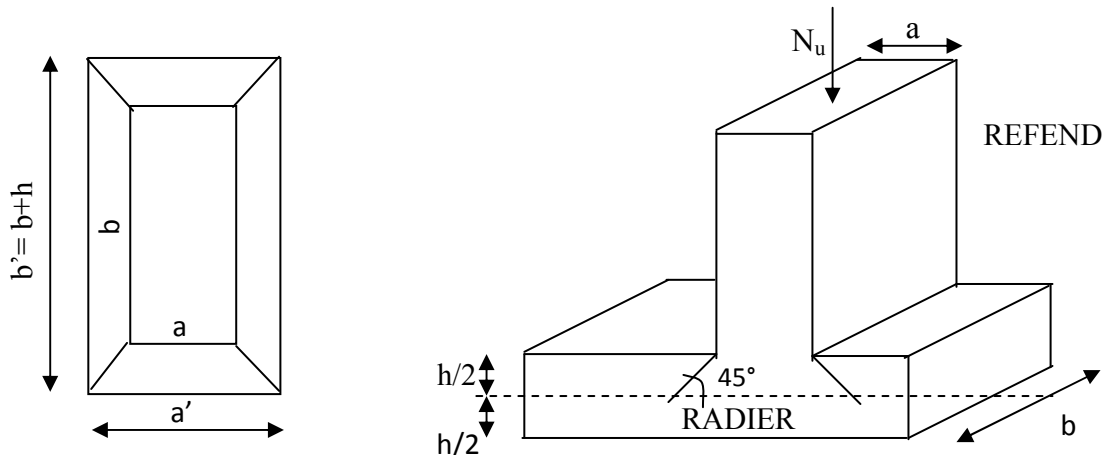


Figure VIII.3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h)2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.9)2 = 5.4m$$

$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0.07 \times 5.4 \times 10^3 \times 0.9 \times 10^3 \times 25}{1.5} = 5670 \text{ KN}$$

$$N_u = 2587,59 \text{ KN} < 5670 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

➤ Vérification pour les voiles :

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a + b + 2h)2 = (0.2 + 1 + 2 \times 0.9)2 = 6 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.07 \times 6 \times 10^3 \times 0.9 \times 10^3 \times 25}{1.5} = 9450 \text{ KN}$$

$$N_u = 984,7 \text{ KN} \leq 9450 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

### VIII-5) Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renverse qui soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Pour le ferrailage, nous utiliserons les méthodes exposées dans le **BEAL91**.

#### VIII-5-1) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis. Nous distinguons deux cas :

- **1<sup>er</sup> Cas :**  $\rho < 0.4 \rightarrow$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

- **2<sup>ème</sup> Cas :**  $0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  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  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la petite portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow L_x < L_y$$

#### ✓ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

✓ Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

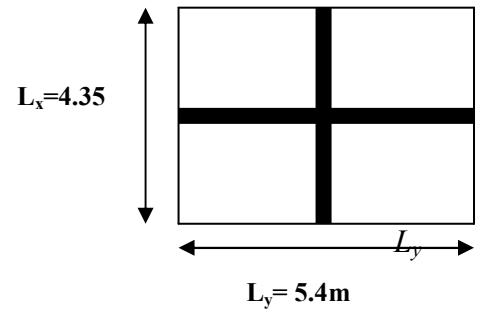
$L_y$ : la grande portée du panneau.

$L_x$ : La petite portée du panneau.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.35}{5.40} = 0.80$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

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.



- A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{N u_{rad}}{S_{rad}} = 242.78 - \frac{22376.19}{600.2} = 205.5 \text{ KN/m}^2$$

- A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{N s_{rad}}{S_{rad}} = 184.95 - \frac{16508.265}{600.2} = 157.44 \text{ KN/m}^2$$

✓ Calcul des armatures a l'ELU :

$$v = 0 ; \rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0565 \times 205.5 \times 4.35^2 = 219.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.595 \times 219.7 = 130.724 \text{ KN.m}$$

✓ **Remarque :**

On calcul les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions Lx et Ly.

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens Lx se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens Ly et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée Lx, d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée Ly.

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée :  $0.75 M_{0X}$  ou  $0.75 M_{0Y}$

Moment sur appuis :  $0.5 M_0$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée : .....  $0.85 M_{0X}$  ou  $0.85 M_{0Y}$

Moment sur appuis de rive : .....  $0.3 M_0$

**0.75** : pour les moments en travées,

**0.50** : pour les moments sur appuis intermédiaires,

**0.30** : pour les moments sur appuis de rive.

▪ **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 219.7 = 109.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 130.724 = 65.362 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0.30 \times 219.7 = 65.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.30 \times 130.724 = 39.22 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0.75 \times 219.7 = 164.775 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 130.724 = 98.043 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage longitudinal suivant x-x :**

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{109.85 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.106 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.106 \rightarrow \beta = 0.944$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{109.85 \times 10^6}{0.944 \times 270 \times 348} = 1239.87 \text{ mm}^2 = 12.39 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA16/ml = 14.07 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 15 cm.

➤ **en travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{164.775 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.158 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.158 \rightarrow \beta = 0.914$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{164.775 \times 10^6}{0.914 \times 270 \times 348} = 1914.54 \text{ mm}^2 = 19.14 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA20/ml = 21.98 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 15 cm.

✓ **Ferraillage transversal suivant y-y :**

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{65.362 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.063 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.063 \rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{65.362 \times 10^6}{0.967 \times 270 \times 348} = 719.37 \text{ mm}^2 = 7.19 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14/ml = 9.24 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 20 cm.

➤ **en travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{98.043 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.094 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.094 \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{98.043 \times 10^6}{0.951 \times 270 \times 348} = 1097.22 \text{ mm}^2 = 10.97 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16/ml = 12.06 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 20 cm.

✓ **Récapitulation du ferrailage :**

	Armatures en appuis	Armatures en travée
<b>Sens x-x</b>	7HA16	7HA20
<b>Sens y-y</b>	6HA14	6 HA16

✓ **Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**VIII-5-1-1) Vérifications a l'ELU :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \omega_0 \times b \times h \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

**$\omega_0$** : Taux d'aciers minimal égal a 0.8 ‰ pour les HA FeE400.

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left( \frac{3 - 0.80}{2} \right) = 2.64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **Sens xx :**

$$A_u^a = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_u^t = 21.98 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.64 \text{ cm}^2$$

▪ **Sens yy :**

$$A_u^a = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_u^t = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.64 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des espacements : (RPA99 art 8.2, 42).**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels  $h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle.

▪ **Sens x-x :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = S_t \leq \min \{90; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{CV.}$$

▪ **Sens y-y :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = S_t \leq \min \{120; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) \text{MPa} = 2.5 \text{MPa}$$

$$T_u^{max} = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{205.5 \times 5.4}{2} = 554.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{554.85 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2.055 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.055 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

**VIII-5-1-2) Vérifications a L'ELS:**

$$v = 0.2 ; \rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0632 \times 157.44 \times 4.35^2 = 188.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.710 \times 188.28 = 133.68 \text{ KN.m}$$

▪ **Sens x-x :**

$$\text{Moments sur appuis à l'ELS : } M_{a-x} = 0.5 \times 188.28 = 94.14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée à l'ELS : } M_{t-x} = 0.75 \times 188.28 = 141.21 \text{ KN.m}$$

▪ **Sens y-y :**

Moments sur appuis à l'ELS :  $M_{a-x} = 0.5 \times 133.68 = 66.84 \text{ KN.m}$

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-x} = 0.75 \times 133.68 = 100.26 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{tx}}{b d_x} = \frac{100 \times 14.07}{100 \times 27} = 0.521$$

$$\rho_1 = 0.521 \rightarrow \beta = 0.892 \rightarrow K = 31.30$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{\beta_1 d_x A_t^x} = \frac{94.14 \times 10^6}{0.892 \times 270 \times 14.07} = 277.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{277.81}{31.30} = 8.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

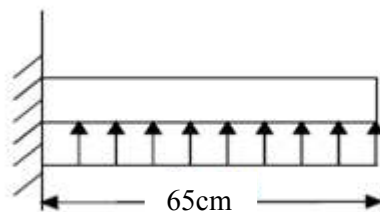
Sens	Zone	$M_s(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
x-x	Appuis	94.14	14.07	0.521	0.892	31.30	275.27	8.79	15	✓
	Travée	141.21	21.98	0.814	0.871	23.76	273.18	11.5	15	✓
y-y	Appuis	66.84	9.240	0.342	0.909	39.95	294.74	7.38	15	✓
	Travée	100.26	12.06	0.446	0.898	34.02	10.08	7.058	15	✓

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

**VIII-5-2) Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



**Figure VIII.4 Schéma statique du débord.**

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

### VIII-5-3) Ferrailage des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

#### ✓ Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

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.

#### ❖ Cas de chargement trapézoïdal :

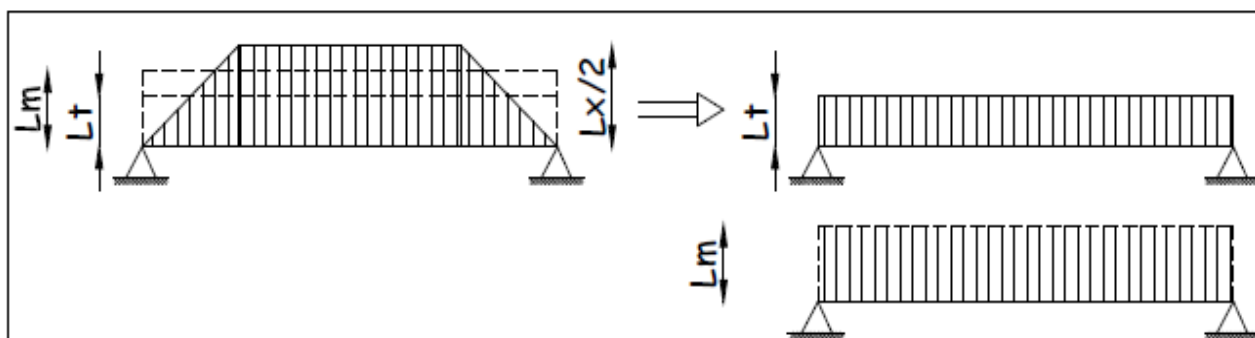


Figure VIII.5 Présentation des chargements simplifiés

#### ➤ Effort tranchant :

$$L_t = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

#### ➤ Moment fléchissant :

$$L_m = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

#### ❖ Cas de chargement triangulaire :

$$L_x = L_y \quad \Longrightarrow \quad \rho_x = 1$$

➤ **Effort tranchant :**

$$L_t = 0.25L_x$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$L_m = 0.333L_x$$

**VIII-5-3-1) Détermination des sollicitations :**

➤ **Sens longitudinal :**

$$L_m = 1.71 \text{ m} \text{ et } L_t = 1.31 \text{ m}$$

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 205.5 \times 1.71 = 351.41 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 157.44 \times 1.71 = 269.22 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 205.5 \times 1.31 = 269.21 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ts} = q_s \times L_t = 157.44 \times 1.31 = 206.25 \text{ KN/ml}$$

➤ **Sens transversal :**

$$L_m = 1.45 \text{ m} \text{ et } L_t = 1.09 \text{ m}$$

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 205.5 \times 1.45 = 297.98 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 157.44 \times 1.45 = 228.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 205.5 \times 1.09 = 224.00 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ts} = q_s \times L_t = 157.44 \times 1.09 = 171.61 \text{ KN/ml}$$

**VIII-5-3-2) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :**

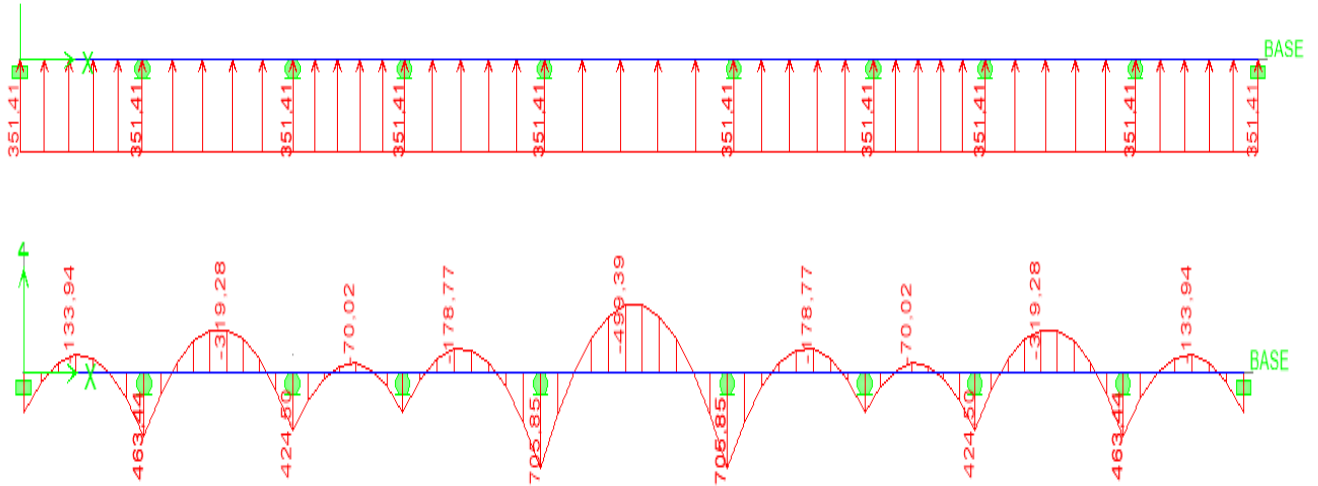
Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel etabs :

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

### ➤ Sens longitudinal :

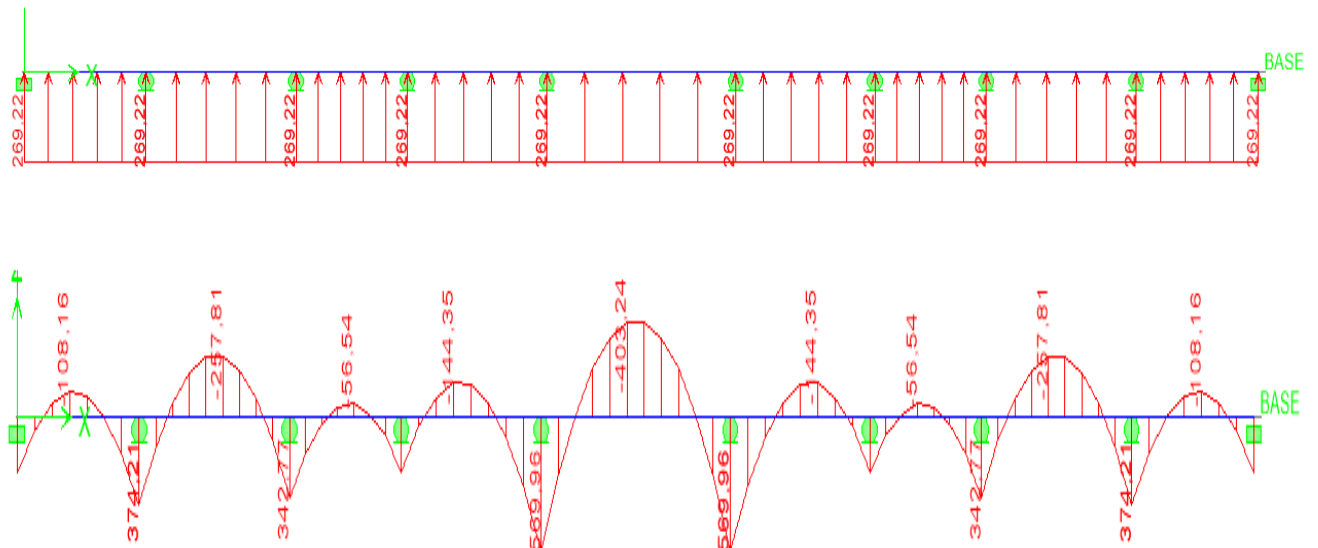
#### ✓ Diagramme des moments fléchissant (ELU):

- A L'ELU :  $q_u = 351.41 \text{ KN/ml}$



#### ✓ Diagramme des moments fléchissant (ELS):

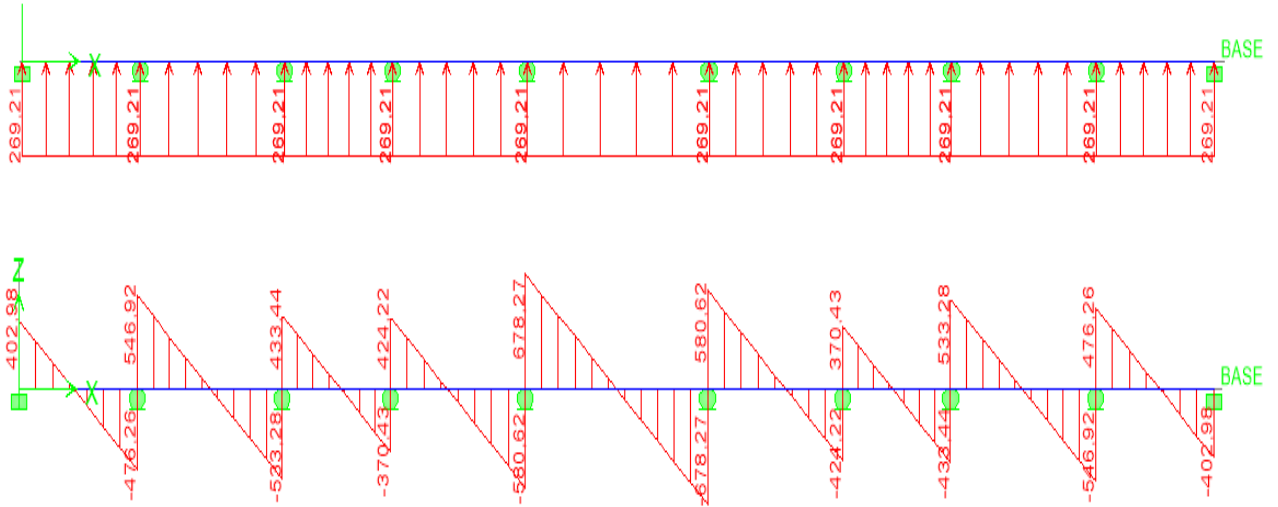
- A L'ELS :  $q_s = 269.22 \text{ KN/ml}$



## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

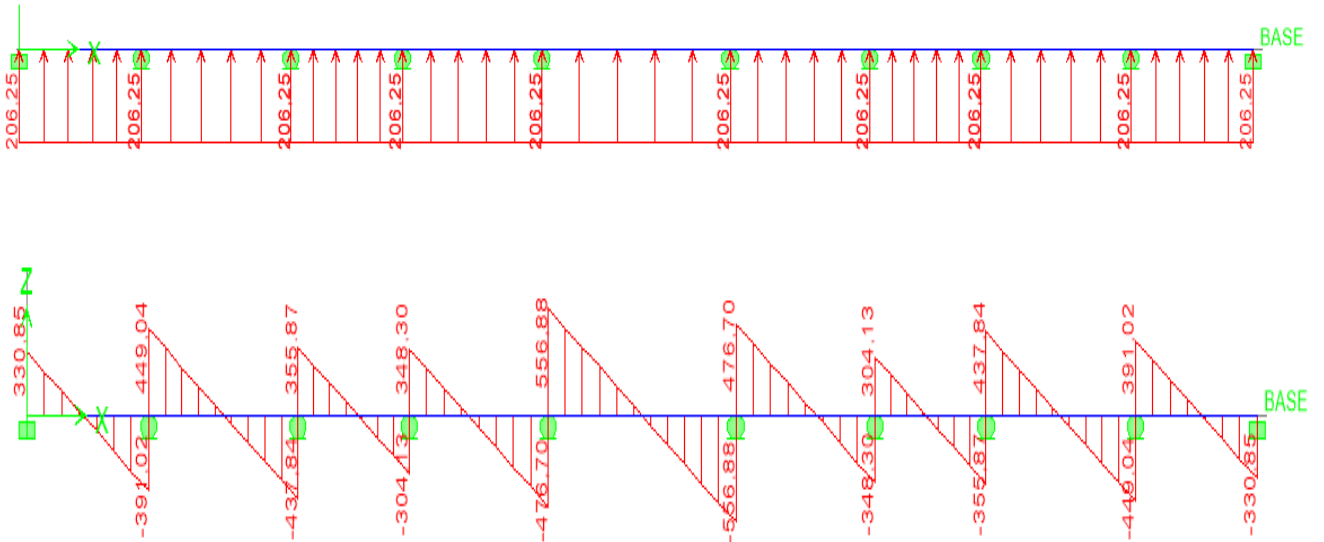
### ✓ Diagramme des efforts tranchants (ELU):

- A L'ELU :  $q_u = 269.21 \text{ KN/ml}$



### ✓ Diagramme des efforts tranchants (ELS):

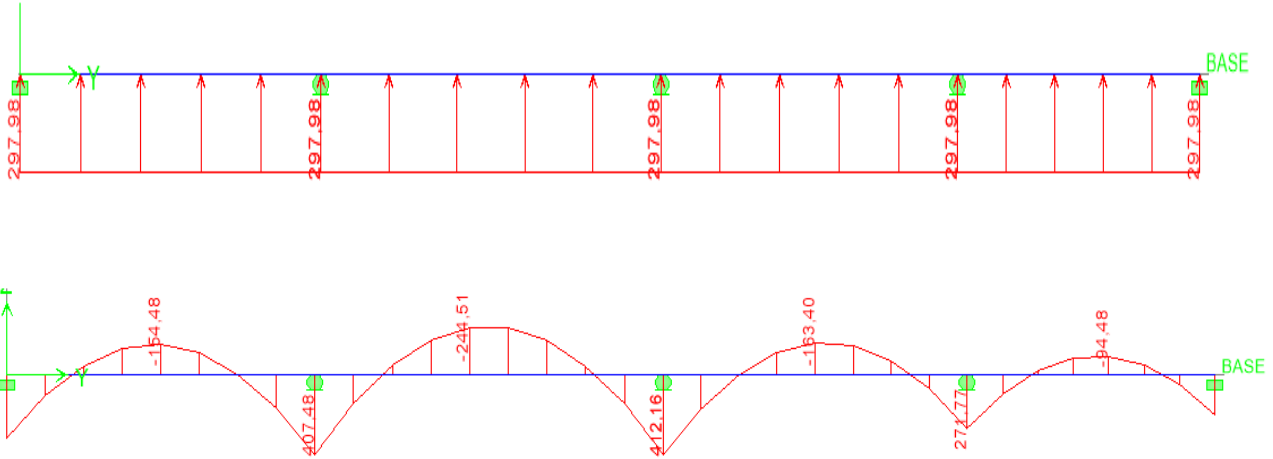
- A L'ELS :  $q_s = 206.25 \text{ KN/ml}$



➤ Sens transversal :

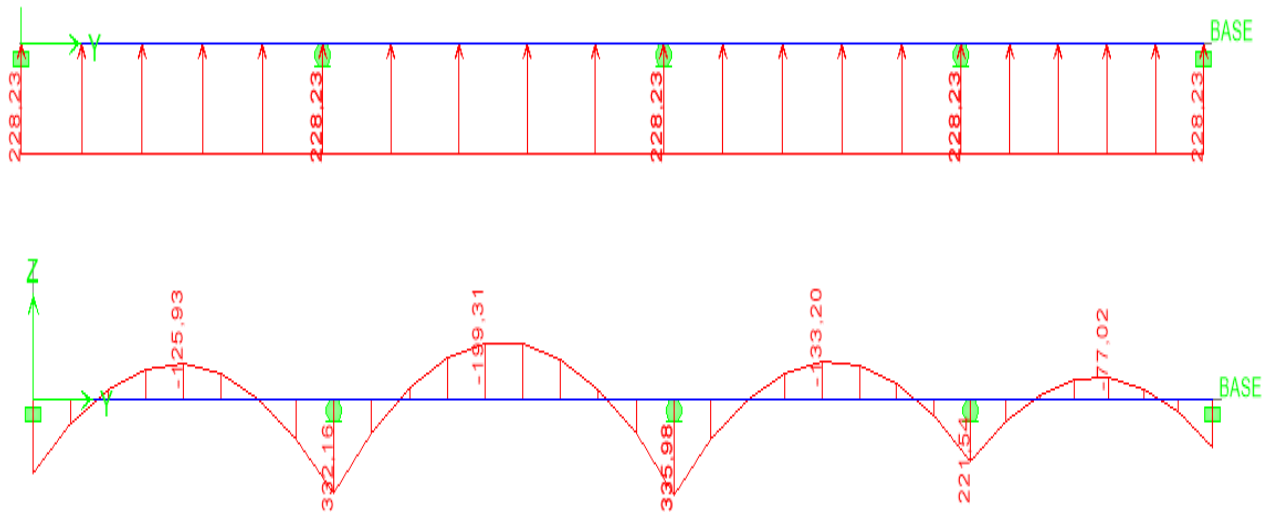
✓ Diagramme des moments fléchissant (ELU):

- A L'ELU :  $q_u = 297.98 \text{ KN/ml}$



✓ Diagramme des moments fléchissant (ELS):

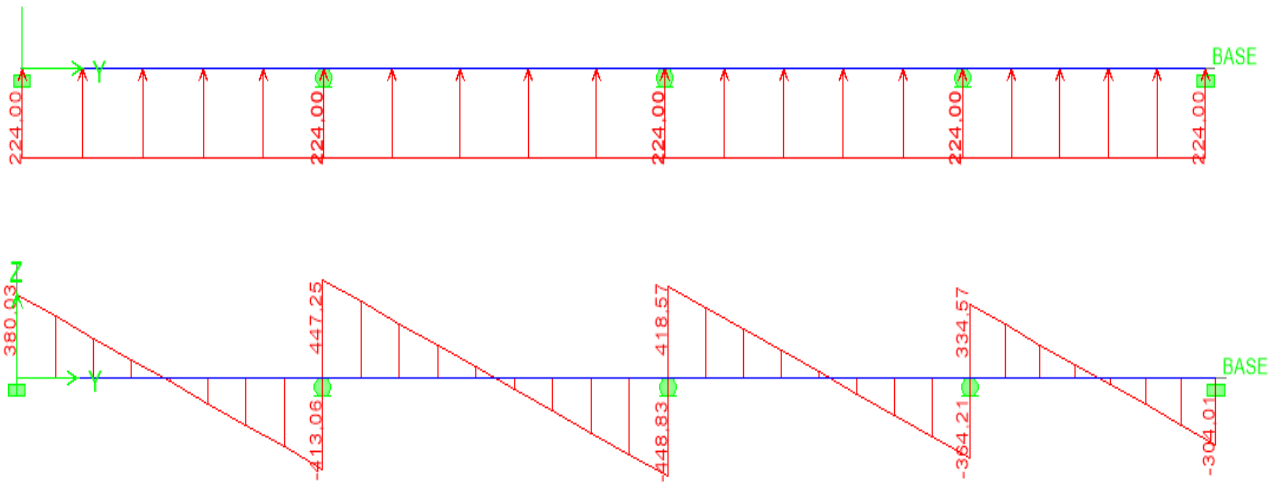
- A L'ELS :  $q_s = 228.23 \text{ KN/ml}$



## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

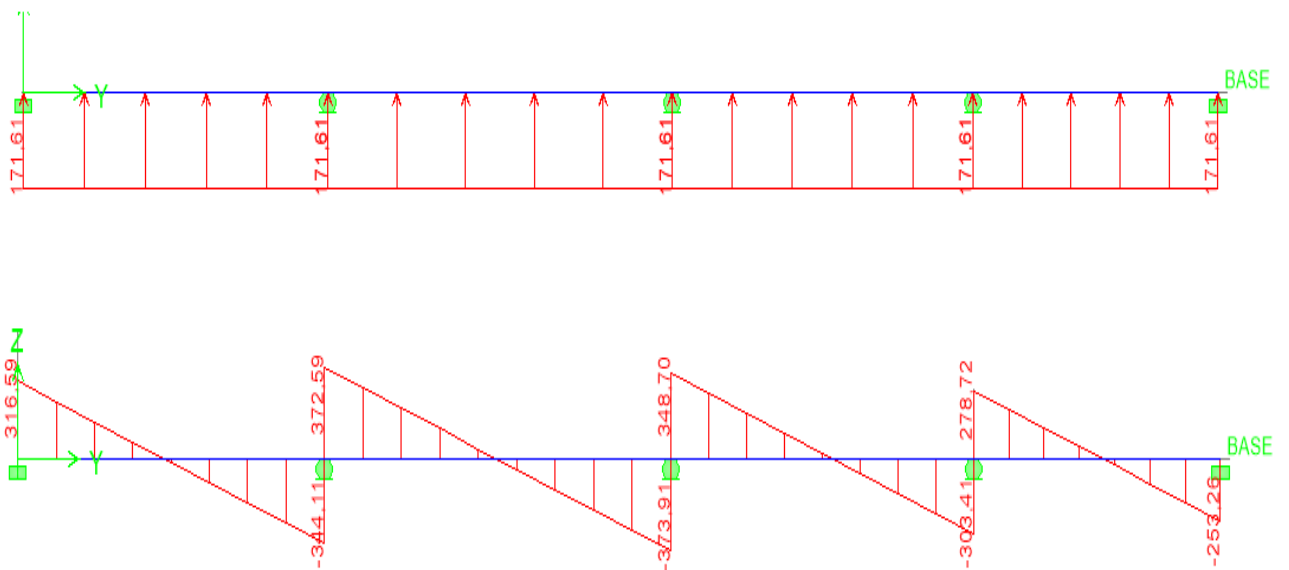
### ✓ Diagramme des efforts tranchants (ELU):

- A L'ELU :  $q_u = 224.00$  KN/ml



### ✓ Diagramme des efforts tranchants (ELS):

- A L'ELS :  $q_s = 171.61$  KN/ml



### ❖ Sollicitations maximales :

#### ✓ Sens longitudinal :

$$Mu_{a \max} = 705.85 \text{ KN.m}$$

$$Mu_{t \max} = 499.39 \text{ KN.m}$$

$$Ms_{a \max} = 569.96 \text{ KN.m}$$

$$Ms_{t \max} = 403.24 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{\max} = 678.27 \text{ KN}$$

#### ✓ Sens transversal :

$$Mu_{a \max} = 412.16 \text{ KN.m}$$

$$Mu_{t \max} = 244.51 \text{ KN.m}$$

$$Ms_{a \max} = 335.98 \text{ KN.m}$$

$$Ms_{t \max} = 199.31 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{\max} = 448.83 \text{ KN}$$

### VIII-5-3-3) Ferrailage:

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

#### ✓ Armatures longitudinales :

$$M_{a \max} = 705.85 \text{ KN.m} \quad M_{t \max} = 499.39 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm} \quad d = 117 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

#### - Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{705.85 \times 10^6}{600 \times 1170^2 \times 14.2} = 0.06 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.06 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{ua} = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{705.85 \times 10^6}{0.969 \times 1170 \times 348} = 1789.05 \text{ mm}^2 = 17.89 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA20+4HA16=20.6 cm<sup>2</sup> /ml**

- en travée :

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{499.39 \times 10^6}{600 \times 1170^2 \times 14.2} = 0.043 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.043 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{ut} = \frac{M_{t \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{499.39 \times 10^6}{0.979 \times 1170 \times 348} = 1252.83 \text{ mm}^2 = 12.53 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16+4HA14=14.19 cm<sup>2</sup>/ml**

✓ **Armatures transversales :**

$$M_a \max = 412.15 \text{ KN.m} \quad M_t \max = 244.50 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm} \quad d = 117 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{412.15 \times 10^6}{600 \times 1170^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.035 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{ua} = \frac{M_a \max}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{412.15 \times 10^6}{0.983 \times 1170 \times 348} = 1029.76 \text{ mm}^2 = 10.3 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14+4 HA14 =12.3 cm<sup>2</sup> /ml**

- en travée :

$$\mu = \frac{M_t \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{244.50 \times 10^6}{600 \times 1170^2 \times 14.2} = 0.021 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.021 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{ut} = \frac{M_t \max}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{244.50 \times 10^6}{0.990 \times 1170 \times 348} = 606.57 \text{ mm}^2 = 6.06 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16=8.04 cm<sup>2</sup>/ml**

Sens	Zone	Choix	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )
Longitudinal	Appuis	4HA20+4HA16	20.60
	Travée	4HA16+4HA14	14.19
Transversal	Appuis	4HA14+4HA14	12.30
	Travée	4HA16	8.04

### VIII-5-3-4) Vérification à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{adp} > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 600 \times 1170 \times 2.1}{400} = 8.48 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_{adp} = 9.04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 8.48 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

- Aux appuis :

$$A_{adp} = 12.3 \text{ cm}^2 > A_{min} = 8.48 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u^{max} = 678.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{678.25 \times 10^3}{600 \times 1170} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.97 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

✓ Armatures transversales :

➤ Diamètre minimal :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend 2 cadres de  $\phi=8 \text{ mm}$

Avec :

$\Phi_l$  : diamètre maximal des armatures longitudinales.

➤ **Espacement des armatures :**

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right) = \min\left(\frac{120}{4}; 12 \times 2\right) = \min(30; 24) = 22.5 \text{ cm}$$

On opte pour :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$$

On opte pour :  $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Armatures transversales minimales :**

- **En zone courante :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

- **En zone nodale :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

- Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc : **4HA12 avec  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$**

### VIII-5-3-5) Vérification à l'ELS :

✓ Vérification de la contrainte dans le béton :

➤ Sens longitudinal:

- En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 14.19}{100 \times 117} = 0.122$$

$$\rho_1 = 0.122 \rightarrow \beta = 0.942 \rightarrow K = 71.21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M S_t^{max}}{\beta d A_t} = \frac{403.24 \times 10^6}{0.942 \times 1170 \times 1419} = 257.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{257.84}{71.21} = 3.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 20.60}{100 \times 117} = 0.176$$

$$\rho_1 = 0.176 \rightarrow \beta = 0.932 \rightarrow K = 58.53$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d A_a} = \frac{569.96 \times 10^6}{0.932 \times 1170 \times 2060} = 253.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{253.73}{58.53} = 4.34 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ Sens transversal :

- En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 8.04}{100 \times 117} = 0.068$$

$$\rho_1 = 0.068 \rightarrow \beta = 0.956 \rightarrow K = 98.6$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d A_t} = \frac{199.31 \times 10^6}{0.956 \times 1170 \times 804} = 221.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{221.63}{98.6} = \mathbf{2.25 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \rightarrow \mathbf{CV}$$

- Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

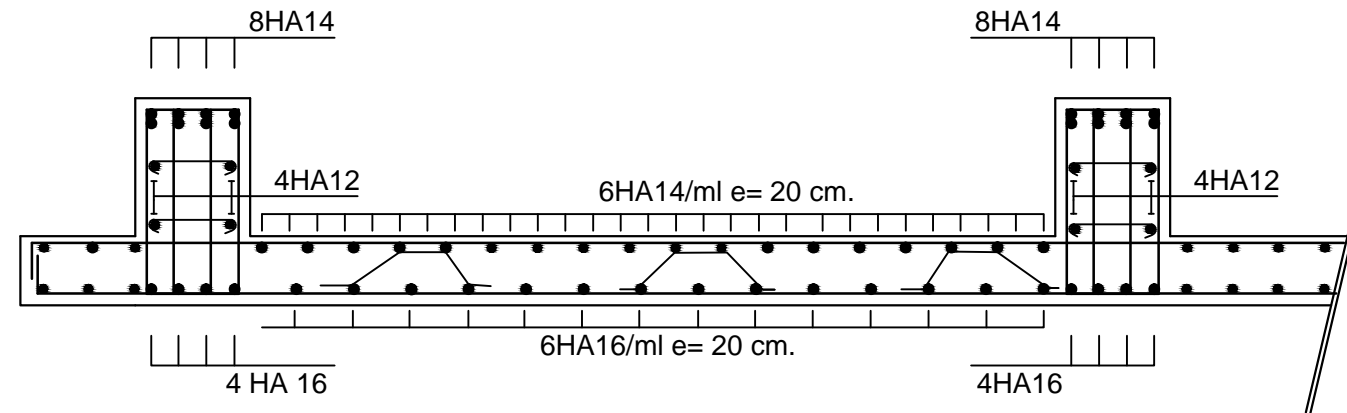
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 12.3}{100 \times 117} = 0.105$$

$$\rho_1 = 0.105 \rightarrow \beta = 0.946 \rightarrow K = 77.6$$

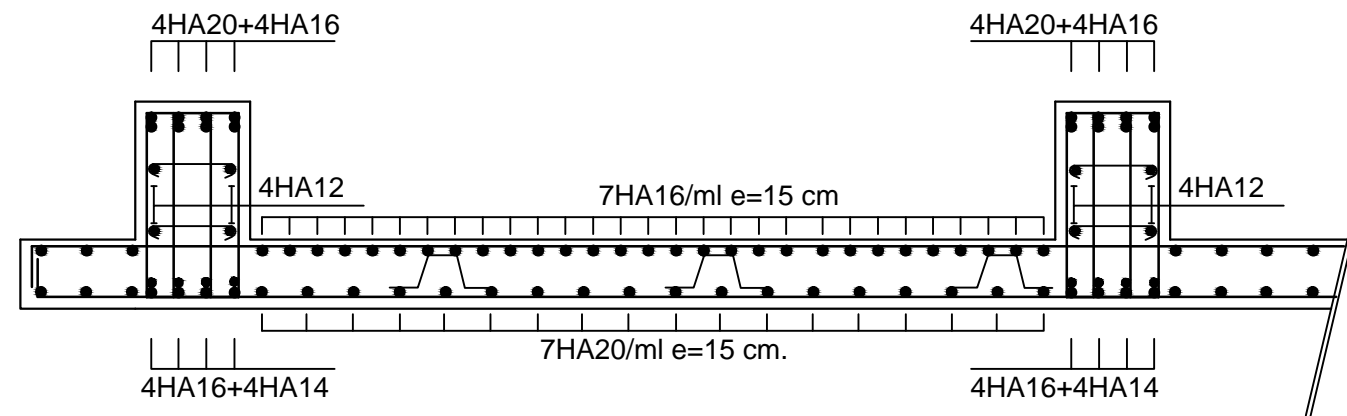
$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d A_a} = \frac{335.98 \times 10^6}{0.946 \times 1170 \times 1230} = 246.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{246.8}{77.6} = \mathbf{3.18 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \rightarrow \mathbf{CV}$$

## FERRAILAGE DU RADIER



SENS YY



SENS XX

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr : Ait Kaci	TITRE : FERRAILAGE DU RADIER	
DIRIGE PAR : Mr : Ben chiha	PROMOTION 2014/2015	PLANCHE N°
ECHELLE		

A decorative border of small red stars surrounds the entire page.

# *Conclusion Générale*

# Conclusion générale

*L'étude que j'ai menée dans le cadre de ce projet m'a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de mon cursus et d'affiner mes connaissances.*

*J'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ETABS que j'ai appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.*

*Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de ETABS, m'a permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il m'a permis une grande rentabilité de mon travail en matière de temps et d'efficacité.*

*Concernant la disposition des voiles, je me suis aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.*

*J'espère que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans ma vie professionnelle.*

# Bibliographie

## Règlements :

RPA99 v2003, (règlement parasismique algérien).

DTR B.C. 22, (charges et surcharges d'exploitations).

BAEL 91, (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).

## Ouvrage :

Construire parasismique.....Milan Zacek

Le projet de béton armé.....henry thonier

Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui

Cours de béton armé.....U.J.F Grenoble I

Calcul pratique des ossatures en béton armée.....Albert Fuentes

Cours et TD des années de spécialité.

Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.